



FACULTAD DE POSTGRADO

TESIS DE POSTGRADO

**INERCIA REAL NO AGRIETADA EN EDIFICIOS SOMETIDOS
A CARGAS DE SISMO**

SUSTENTADO POR:

CECILIA ALEJANDRA MEJÍA MEJÍA

NELSON ARMANDO SERPAS RODRIGUEZ

**PREVIA INVESTIDURA AL TÍTULO DE
MÁSTER EN INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS**

TEGUCIGALPA M.D.C., FRANCISCO MORAZÁN, HONDURAS, C.A.

MAYO 2013

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA CENTROAMERICANA

UNITEC

FACULTAD DE POSTGRADO

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

RECTOR

LUIS ORLANDO ZELAYA MEDRANO

SECRETARIO GENERAL

JOSÉ LÉSTER LÓPEZ

VICERRECTOR ACADÉMICO

MARLO ANTONIO BREVÉ REYES

DECANO DE LA FACULTAD DE POSTGRADO

JEFFREY LANSDALE

**INERCIA REAL NO AGRIETADA EN EDIFICIOS SOMETIDOS
A CARGAS DE SISMO**

**TRABAJO PRESENTADO EN CUMPLIMIENTO DE LOS
REQUISITOS EXIGIDOS PARA OPTAR AL TÍTULO DE
MÁSTER EN
INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS**

**ASESOR METODOLÓGICO
JESSY C. AYESTAS HERNANDEZ**

**ASESOR TEMÁTICO
JOAQUIN EDGARDO TORRE MONCADA**

**MIEMBROS DE LA TERNA:

ING. JAVIER SALGADO
ING. MARCO TULIO CANALES
LIC. CINTHIA CANO**

DEDICATORIA

Cecilia Alejandra Mejía Mejía

A mi Dios y a mi padre Julio Salvador Mejía Calderón.

Nelson Armando Serpas Rodríguez

Que este logro sea para la gloria de Dios ya que él me ha permitido por su gracia llegar hasta este momento en mi vida, y a mi amada madre María Rodríguez que con su amor y ejemplo me inspiró durante todos estos años deseos de continuar aun en los momentos más adversos.

AGRADECIMIENTO

Cecilia Alejandra Mejía Mejía

Le doy las gracias a Dios Padre por concederme este acontecimiento tan significativo en la historia de mi vida, a mi amado esposo Santiago Aguilar por darme el tiempo de realizarme profesionalmente, a mis Padres Julio Salvador y Sunilda quienes han sido mi inspiración y mi digno ejemplo a seguir y al amor de mis cuatro hermanos Julisa, Julio, Mercedes y Porfirio que es incondicional.

Nelson Armando Serpas Rodríguez

Agradezco a Dios sobre todo por permitirme llegar a este momento en mi vida profesional, a mis padres María Rodríguez y Marco Serpas y a mis hermanos Rosa, Sara y German por su constante apoyo y palabras de aliento en todo momento.



FACULTAD DE POSTGRADO

INERCIA REAL NO AGRIETADA EN EDIFICIOS SOMETIDOS A CARGAS DE SISMO

AUTORES:

Cecilia Alejandra Mejía Mejía y Nelson Armando Serpas Rodríguez.

RESUMEN

El presente trabajo “**INERCIA REAL NO AGRIETADA EN EDIFICIOS SOMETIDOS A CARGAS DE SISMO**” se ha realizado utilizando como base el análisis estructural con ayuda del software STAAD, en el cual se ingresaron 3 edificios de diferentes niveles , conformados por marcos de Hormigón Armado, a los que se les aplicaron cargas sísmicas y efectuándose un análisis estático se obtuvieron resultados para el análisis del comportamiento real del agrietamiento en los elementos vigas y columnas de la estructura. Este agrietamiento se determina a partir del análisis elástico y utilizando parámetros de comparación como las ecuaciones 10-8 y 10-9 de inercia no agrietada del Código ACI 318-08, se pretende validar el uso de las ecuaciones de inercia no agrietada del artículo 2.10.11.1. Del Código Hondureño de Construcción factores que se utilizan en el análisis estructural de edificios. También se quiere determinar cuál es el agrietamiento real y la influencia que tiene la altura del edificio en las grietas que se producen a lo largo de los elementos después que es sometido a cargas sísmicas.

Palabras Clave: cargas de sismo, análisis comportamiento real del agrietamiento, parámetros de comparación, validar, influencia.

GRADUATE SCHOOL

REAL NOT CRACKED INERTIA IN BUILDINGS UNDER EARTHQUAKE LOAD

AUTHORS:

Cecilia Alejandra Mejía Mejía and Nelson Armando Serpas Rodríguez.

ABSTRACT

The current work "**REAL NOT CRACKED INERTIA IN BUILDINGS UNDER EARTHQUAKE LOAD**" has been performed using structural analysis based on software STAAD, in which three buildings of different levels were entered, conformed by reinforced concrete frames, which seismic loads were applied and making a static analysis results were obtained for the actual analysis behavior of cracking on the elements beams and columns of the structure. This cracking is determined from elastic analysis using parameters of comparison like equations 10-8 and 10-9 of not cracked inertia from ACI Code 318-08; is intended to validate the use of the equations of inertia not cracked from the article 2.10.11.1. of the Building Honduran Code, factors use in the structural analysis of buildings. It also wants to determine which is the actual cracking and influence that the building height has in cracks that occur along the elements after that is subjected to seismic loads.

Keywords: earthquake loads, the actual analysis behavior of cracking, parameters of comparison, validate, building height influence.

ÍNDICE

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	2
1.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	5
1.3.1 ENUNCIADO DEL PROBLEMA.....	5
1.3.2 FORMULACION DEL PROBLEMA	6
1.3.3 PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN	6
1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO	6
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	6
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
1.5 HIPÓTESIS.....	7
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	7
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	8
2.1 NOTACION.....	8
2.1 PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO.....	10
2.2 ESTADOS DE CARGA.....	17
2.3 CONCEPTUALIZACIONES Y DEFINICIONES.....	25
CAPITULO III. METODOLOGÍA	33
3.1 NOTACIÓN.....	33
3.2 ENFOQUE Y MÉTODO.....	35
3.3 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	35
3.4 POBLACION Y MUESTRA.....	35
3.5 CARGAS IMPUESTAS Y COMBINACIONES DE CARGA	36
3.6 SOLICITACIONES SISMICAS	38
3.7 CÁLCULO DE LA INERCIA NO AGRIETADA EN EDIFICIOS SOMETIDOS A CARGAS SISMICAS.	39
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANALISIS.....	47
4.1 NOTACIÓN.....	47
4.2 CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA POR ANÁLISIS ELÁSTICO PARA VIGAS.....	49

4.3	CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA PARA VIGAS EDIFICIO DE 9 NIVELES UTILIZANDO LA ECUACION 10-8 ACI 318 - 08.....	52
4.4	CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA POR ANÁLISIS ELÁSTICO PARA COLUMNAS	53
4.5	CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA PARA COLUMNAS EDIFICIO DE 9 NIVELES UTILIZANDO LA ECUACION 10-9 ACI 318 - 08.....	58
4.6	TABLAS DE RESULTADOS.....	59
4.7	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	61
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		64
5.1	CONCLUSIONES	64
5.2	RECOMENDACIONES.....	64
CAPITULO VI. APLICABILIDAD.....		66
6.1	REVISIÓN DE PARÁMETROS DE INERCIA NO AGRIETADA PARA DIFERENTES CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES, E INCLUSIÓN DE ECUACIONES 10-8 Y 10-9 DEL ACI 318-08 AL CÓDIGO HONDUREÑO DE CONSTRUCCIÓN 08	67
6.2	ESTUDIO DE DIFERENTES CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES PARA DETERMINAR LA INERCIA NO AGRIETADA DE EDIFICIOS DE HASTA 25 NIVELES.....	67
6.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS, TABULACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.	69
6.4	APLICACIÓN DE RESULTADOS AL CODIGO HONDUREÑO DE CONSTRUCCIÓN.	69
BIBLIOGRAFÍA.....		71

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras son altamente vulnerables al fenómeno sísmico, esto ha llevado a investigadores del mundo a identificar los parámetros más importantes en el análisis sísmoresistente y el comportamiento real de la estructura en estos escenarios, tomando en consideración que las propiedades de las secciones de los miembros, deben tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas en los elementos y el efecto de duración de las cargas.

En el Capítulo I se plantean los antecedentes de esta investigación los cuales son el punto de partida para el planteamiento de la misma, también se definen los objetivos junto con las hipótesis y la justificación de esta tesis para realizar un aporte sobre el tema del agrietamiento en vigas y columnas de concreto armado y tener con más claridad el origen de los factores de inercia real no agrietada.

En el Capítulo II se sintetiza la teoría de la mecánica del concreto armado, estados de cargas y las conceptualizaciones básicas en los estados límites de servicio, momentos de inercia, Marcos con o sin desplazamiento lateral, en fin la teoría en la que se sustenta esta investigación.

En el Capítulo III se describe el procedimiento metodológico para obtener los valores de inercia no agrietada mediante un análisis elástico y utilizando ecuaciones las ecuaciones 10-8 y 10-9 ACI 318 08.

En los capítulos siguientes se presenta el desarrollo de la investigación y mediante tablas y cálculos se resumen los resultados del análisis, posteriormente se hace la comparación con los factores definidos en el CHOC 2008 y las ecuaciones del ACI 318 08.

1.2 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

En las últimas décadas, se ha empezado a incluir la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, por lo cual, se dispone de información detallada sobre los fenómenos que se producen cuando se sobrepasa el límite elástico de los materiales. La evaluación y la interpretación del daño causado por los sismos surgen de la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre los diferentes tipos de estructuras existentes.

Años atrás, se pensaba que dotar a las estructuras con resistencia suficiente para resistir cargas laterales era el único requisito necesario para afrontar con éxito un sismo de considerable magnitud. Si bien es cierto que este criterio es parte esencial en el diseño, es muy importante también darle a las estructuras la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno, cuando se sobrepasa la resistencia elástica.

Esto se traduce en darle a las estructuras una rigidez tal que limite sus desplazamientos laterales, pero al mismo tiempo, tengan una alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

La rigidez a la flexión de un elemento en compresión (EI) usadas en un análisis elástico para diseño por resistencia deben representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla. Esto es particularmente cierto para un análisis de segundo orden, el cual debe predecir las deformaciones a niveles cercanos a la carga última, por eso los esfuerzos y deformaciones mayoradas deben de ser calculadas a través de un análisis elástico tomando en cuenta el efecto de la presencia de regiones agrietadas, ya que estas se generarían antes de la falla. Se usa entonces un valor menor de la inercia gruesa (I_g), llamada inercia no agrietada (I_{cr}).

Los valores alternativos para Modulo de elasticidad del concreto (E_c), Inercia gruesa (I_g) y área total de la sección (A_g) dados en ACI-318-08 ,10.11.1 han sido escogidos

con base en resultados de ensayos de estructuras y de análisis, e incluyen una holgura debida a la variabilidad de las deformaciones calculadas.

A continuación se listan algunos trabajos relacionados con el tema en estudio entre estos tenemos; artículos científicos publicaciones y tesis de grado

(Silva, 2006)

Para diseñar una edificación de concreto reforzado que sea capaz de resistir eventos sísmicos es necesario tener control total de cinco variables fundamentales: 1) Rigidez, 2) Masa, 3) Resistencia, 4) Capacidad dúctil y 5) El peligro sísmico. El hecho de manejar estas cinco variables mediante el uso del raciocinio, el buen juicio y la experiencia llevaran, sin duda a lograr el objetivo prescrito.

(Acosta, y otros, 2002)

Esta publicación presenta los resultados de una investigación experimental que intenta correlacionar los cambios de la rigidez y la capacidad de carga de vigas de concreto reforzado, con la cantidad del área de acero perdido por corrosión y la morfología del agrietamiento del concreto debido a la corrosión localizada de la varilla de refuerzo.

(Ruiz, 2005)

En este artículo se estudia la relación existente entre la separación de fisuras, la longitud de transferencia y la posición de la armadura transversal. Para ello se parte de una serie de evidencias experimentales sobre diferentes elementos para, posteriormente, estudiar el fenómeno físico de la figuración y los principales modelos teóricos de la misma.

Finalmente, se comparan los resultados de dichos modelos poniendo en relación la separación esperable entre fisuras con la distancia entre armaduras transversales y el debilitamiento que éstas originan en la sección de hormigón, obteniéndose una serie de recomendaciones y ábacos de cara a la estimación de la separación entre fisuras.

(Oviedo, 2012)

Este artículo investiga la influencia de la rigidez de piso del pórtico de concreto reforzado sobre la respuesta sísmica de edificaciones de concreto equipadas con disipadores histeréticos proporcionales. Para esto, fueron llevados a cabo análisis cronológicos no lineales sobre una serie de modelos de sistemas de múltiples grados de libertad. Los modelos incluyen un amplio rango de parámetros y diferentes

distribuciones en altura de rigideces y resistencias de piso del pórtico principal de concreto y de los disipadores.

(Román, 2009)

Los resultados muestran que prácticamente no se observan diferencias significativas en el comportamiento en retracción y fisuración al incorporar puzolana molida a 7000 cm²/g a un cemento Pórtland de 2800 cm²/g, en las dosis estudiadas de 17 y 23%. Se observó que la retracción libre a los 28 días varía en +/- 8% con respecto a la retracción medida en los hormigones de referencia (0% de adición), dependiendo de la relación A/C del hormigón.

El comportamiento en retracción de los hormigones confeccionados con cemento Pórtland Puzolánico comercial con 27% de adición puzolánica, cuya finura es del orden de 4500 cm²/g, presentó un notorio incremento, con valores del orden de 20 y 40% superiores con respecto a los del hormigón de referencia, con cemento Pórtland y A/C de 0.45 y 0.55, respectivamente. La vulnerabilidad a la fisuración, observada en ensayos de retracción impedida, demostró ser también significativamente mayor en el caso de los hormigones confeccionados con el cemento Pórtland Puzolánico comercial de 27% de adición puzolánica. La fisuración de los hormigones con cementos Pórtland puzolánicos más gruesos, con porcentajes de adición en el rango estudiado, resultó similar a la de los hormigones de referencia con cemento Pórtland.

(Insúa, 2004)

El objeto de este trabajo es el estudio de las demandas de rigidez establecidas en algunos de los principales códigos de diseño sismorresistente del mundo, desde el punto de vista del control de la deriva.

(Pozo & Namuche)

Aquí se demuestra la necesidad de considerar la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado durante el análisis sísmico, lo cual no se precisa en nuestra norma. Asimismo se presenta y se aplica el estudio realizado por Priestley (2003) para encontrar la rigidez efectiva de los elementos, la cual es dependiente de la resistencia del elemento. Además se hace un comparativo usando los factores de reducción propuestos por algunos códigos con el proceso iterativo realizado por Priestley (2003),

con el fin de hacer un balance entre simplicidad y exactitud y poder así adoptar una de las dos formas.

(González, 2012)

Los modelos analizados están relacionados con el fallo de vigas de hormigón reforzadas a flexión con materiales compuestos. La capacidad portante de estos elementos estructurales está frecuentemente condicionada por el despegue del refuerzo, el cual puede tener origen bien el extremo o en la zona de fisura de flexión o flexión-cortante.

(Matos, 2006)

Se comprueba en este estudio que el patrón de agrietamiento a todo lo alto de un marco de concreto no es igual en elementos similares y que depende de la posición del elemento en la estructura, o lo que es lo mismo, de las condiciones de carga y de las características de los elementos que se sujetan a él. También se verifica que la rigidez del elemento es sensible a la posición de la crujía en la que se encuentra. El agrietamiento en las vigas de crujías intermedias es mayor que en la de los extremos.

(Martinez, 2004)

Es importante notar que el predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio deben de estar bien definido, apegándose necesariamente a un cálculo real a la momento de considerar todas la cargas a las que estará sometido , en donde además de obtener dimensiones particulares para cada marco es recomendable estandarizar los resultados para toda la estructura en su conjunto , lo cual permitirá obtener elementos representativos o marcos típicos para realizar un análisis practico pero sin separarse de la realidad . Lo anterior no siempre se logra ya que existen casos singulares donde hay cargas y claros extremos cuyos resultados difieren en gran medida a los demás elementos del inmueble

1.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1 ENUNCIADO DEL PROBLEMA

En Honduras es usual utilizar las secciones brutas de los elementos para determinar los desplazamientos laterales y verificar el límite de la deriva de entrepiso, actualmente no se establece un procedimiento claro para incorporar el agrietamiento en el control de

la deriva y la influencia que tiene el agrietamiento en el comportamiento de la estructuras, es por esto que se hace necesario incorporar el agrietamiento natural que presentan los elementos en condiciones de servicio en los modelos estructurales de concreto armado.

1.3.2 FORMULACION DEL PROBLEMA

Los valores teóricos de Inercia no agrietada proporcionados por el artículo 2.10.11.1. del Código Hondureño de Construcción 2008 (CHOC 08), son conservadores ya que consideran de manera general factores de 0.75 para columnas y 0.35 para vigas de hormigón armado escogidos con base en resultados de ensayos de estructuras y de análisis.

Producto de esto surge la necesidad de establecer una metodología que proporcione al proyectista valores de Inercia no agrietada más cercanos al comportamiento en los elementos viga y/o columna en base al estado tensional de los mismos y su influencia en el agrietamiento en la respuesta sísmica de edificios con marcos rígidos de concreto armado sobre los periodos de vibración, las derivas de entrepiso, la distribución de fuerzas internas y las cortantes basales.

1.3.3 PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

1. ¿Cuál es el patrón de agrietamiento de los elementos dependiendo de su posición en la estructura?
2. ¿Cuál es la relación de los valores de la inercia no agrietada en vigas y columnas obtenidos mediante el análisis de esfuerzos respecto a las ecuaciones 10-9 y 10-8, ACI 318-08?
3. ¿Qué tan influyente es la carga axial en las columnas como factor determinante para definir el valor que modifica la inercia bruta de la sección?

1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar la inercia real no agrietada en las vigas y columnas producto de las cargas sísmicas en edificios de marcos rígidos de concreto y analizar la tendencia respecto a los valores definidos por el CHOC 2008.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Determinar cuál es la tendencia del agrietamiento en los elementos vigas y columnas en función de la posición de estos en la estructura, mediante el análisis de esfuerzos de las secciones para cargas de servicio.
2. Validar por medio de las expresiones 10-9 y 10-8, ACI 318-08 los valores de la inercia no agrietada en vigas y columnas obtenidos en el análisis de esfuerzos.
3. Determinar la incidencia de la altura de la estructura en el agrietamiento de las columnas.

1.5 HIPÓTESIS

1. El nivel de agrietamiento depende de la posición del elemento en la estructura.

1.6 JUSTIFICACIÓN

Disminuir la incertidumbre en base a los factores de inercia no agrietada especificados en el CHOC 2008 ya que estos son generales , ya que estos son generales y se desconoce su procedencia, por lo tanto mediante el análisis de esfuerzos que se desarrollara en esta investigación se consideran los esfuerzos que se generan a lo largo de los elementos para obtener los valores de inercia real no agrietada considerando las solicitaciones en condiciones de servicio, tipología estructural, secciones de los miembros entre otros.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 NOTACION

ϵ_c = deformación unitaria del hormigón

E_c = módulo de elasticidad del hormigón

f_c = tensión en el hormigón

ϵ_s = deformación unitaria del acero cuando este alcanza su máxima capacidad resistente

E_s = módulo de elasticidad del acero

f_s = esfuerzo calculado en el refuerzo para cargas de servicio

ϵ_p = deformación hasta la cual los esfuerzos y deformaciones son proporcionales

ϵ_y = deformación unitaria de fluencia.

n = relación modular f_y = resistencia a la fluencia especificada para el refuerzo no preesforzado.

C = fuerza total en compresión

c = distancia a la fibra neutra

T = fuerza total en tracción.

kd = fracción de la altura d para el segundo estado de carga.

jd = brazo de palanca interno por las dos fuerzas C y T .

f'_c = resistencia a la compresión especificada para el concreto.

f_r = módulo de rotura del concreto según CHOC Art. 2.9.5.2.2

A_c = área de la sección de hormigón.

A_s = área del acero de refuerzo.

M = momento flector aplicado a la viga,

y = distancia desde el eje neutro hasta el punto de interés para ser usada en la ecuación 2.6.

I = momento de inercia de la sección transversal para ser usada en la ecuación 2.6.

S = módulo resistente de la sección transversal para ser usada en la ecuación 2.6.

V = fuerza cortante aplicada para ser usada en la ecuación 2.7

Q = momento estático respecto del eje neutro para ser usada en la ecuación 2.7

ρ = porcentaje metálico o cuantía metálica $\rho = \frac{A_s}{bd}$

ρ_{\max} = porcentaje metálico máximo

ΣP_U = carga vertical total factorizada para todas las columnas en el piso considerado.

Δ_o = deflexión lateral de primer orden determinada elásticamente debido a V_u en la parte superior del piso en cuestión con respecto a la parte inferior de ese mismo piso

V_U = fuerza cortante horizontal total factorizada del piso considerado.

l_c = altura de un miembro a compresión en un marco medida de centro a centro de los nudos del marco.

I_g = momento de inercia de la sección total de concreto respecto al eje centroidal ignorando el refuerzo.

A_{st} = área total del refuerzo longitudinal (barras).

A_g = área de la sección de concreto en compresión

M_u = momento de la combinación de carga de estudio

P_u = carga axial de la combinación de carga de estudio

h = peralte del miembro

d = el peralte efectivo

P_o = resistencia nominal a carga axial a excentricidad cero.

b_w = ancho del alma del miembro

2.1 PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO

2.1.1 MECÁNICA DEL HORMIGÓN ARMADO

El trabajo principal del ingeniero de estructuras de hormigón, es el proyecto de las mismas, se entendiénde por proyecto la determinación de la forma general y de todas las dimensiones específicas de una estructura en particular en cada uno de sus componentes, de forma que pueda realizar la función para la cual se creó y resista con seguridad las cargas o sollicitaciones que actúen sobre ella a lo largo de su vida útil.

La mecánica estructural es una de las principales herramientas en este proceso de proyecto y se entiende por esto, al conjunto de conocimientos científicos que permiten predecir con cierta seguridad cómo se comportará una estructura de forma y dimensiones dadas cuando esté sometida a fuerzas o cargas mecánicas conocidas.

Las proposiciones fundamentales en que se basa la mecánica del hormigón armado son las siguientes:

1. Las fuerzas internas, tales como, momentos flectores, esfuerzos cortantes y tensiones normales y cortantes, en cualquier sección de un elemento, están en equilibrio con los efectos de las cargas exteriores en esta sección.
2. La deformación de una barra de armadura incluida en la sección de hormigón es de la misma magnitud que la del hormigón que le rodea, es decir, se supone que hay un perfecto enlace entre el hormigón y el acero en su superficie de contacto de tal forma que no pueda ocurrir un deslizamiento entre ambos materiales.
3. Las secciones transversales que eran planas antes de someter la estructura a la acción de las cargas, continúan siéndolo después de la aplicación de estas. Esta hipótesis se ha demostrado que no es exacta, sin embargo, las desviaciones encontradas son usualmente de pequeña importancia y los resultados de una teoría basada en esta hipótesis concuerdan bien con los resultados de los ensayos correspondientes.
4. Como la resistencia a la tracción del hormigón es solo una pequeña parte de su resistencia a la compresión, el hormigón, en la parte del elemento sometido a tracción, está agrietado, aunque estas grietas son generalmente tan estrechas en los elementos correctamente proyectados, que resultan difícilmente visibles y se les conoce como grietas capilares, por lo tanto, se supone que el hormigón es incapaz de resistir

tensiones de tracción. Esta hipótesis es una simplificación de la situación real, ya que el hormigón antes de agrietarse si está contribuyendo aun cuando en una muy pequeña magnitud.

5. Los métodos de análisis más modernos reconocen el comportamiento no elástico de los materiales constitutivos (hormigón y acero) para las tensiones más elevadas y esto concuerda con el comportamiento real de la estructura y con información experimental muy amplia. Estas hipótesis permiten predecir por medio del cálculo, el comportamiento del hormigón armado en algunos casos sencillos, por lo que los métodos de proyecto y comprobación, aunque hacen uso de estas hipótesis, se basan fundamentalmente en los resultados de una amplia y continuada investigación experimental.

2.1.2 COMPRESIÓN AXIAL

Cuando se aplica una carga axial, la deformación por compresión es la misma en toda la sección transversal y, como consecuencia de la adherencia entre el hormigón y el acero, es idéntica en ambos materiales. La gráfico 2.1 muestra la curva característica tensión-deformación para el acero con un punto de fluencia $f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$ y la gráfico 2.2 muestra la curva característica tensión-deformación de un hormigón de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

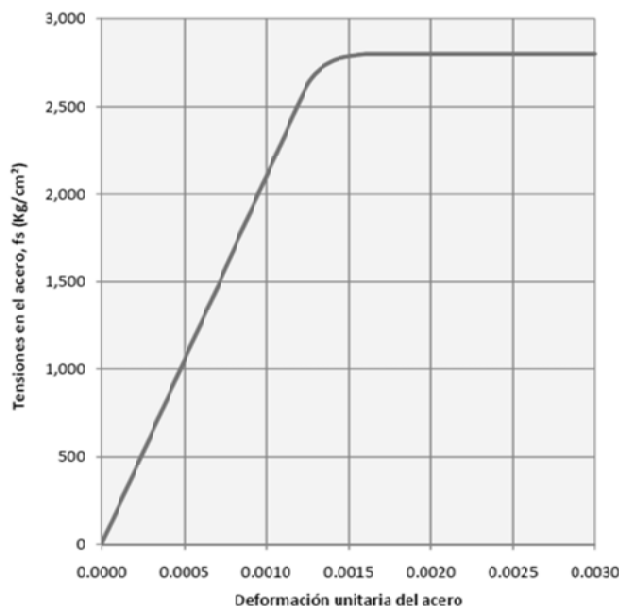


Figura 2.1 Curva tensión - deformación unitaria del acero $f_y=2,800 \text{ kg/cm}^2$.

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

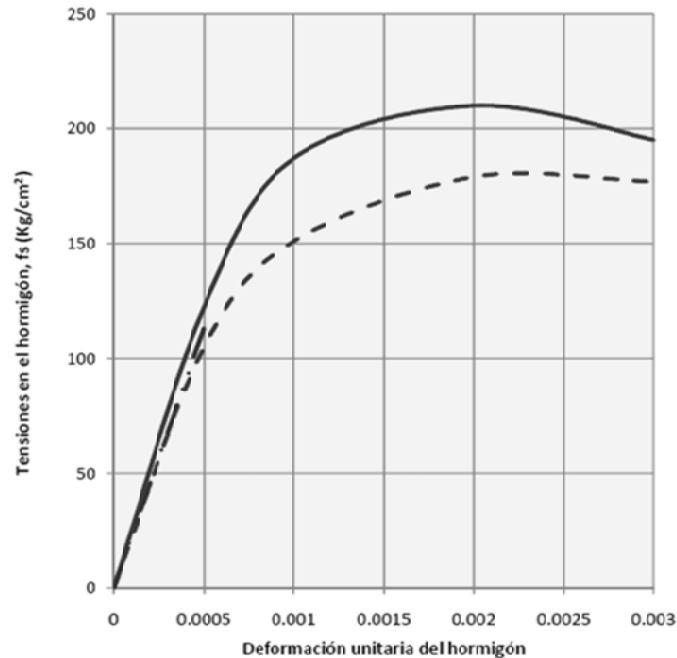


Figura 2.2 Curva tensión - deformación unitaria del hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

En el gráfico 2.2, la curva continua representa el ensayo en una probeta cilíndrica, donde la velocidad de la carga es considerablemente superior a la que realmente se da en la mayoría de las estructuras. Con una curva en trazos se representa la característica del mismo hormigón con la aplicación de la carga lenta y continua, en la que, la máxima resistencia en compresión disponible es aproximadamente $0.85f'c$.

2.1.3 COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

Para tensiones de hasta aproximadamente $f'c/2$ se puede apreciar en el gráfico 2.2 que el hormigón se comporta casi elásticamente (curva intermedia de doble trazo), es decir, las tensiones y las deformaciones son linealmente proporcionales.

Como la deformación para el hormigón por compresión, para cualquier carga es igual a la deformación por compresión del acero.

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_c} = \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Y con esto, podemos obtener la relación entre las tensiones del acero y del hormigón de la siguiente forma:

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \quad \text{Ecuación 2.2}$$

n es la relación modular y con lo que es posible definir una sección transformada. (Torre M. J., Manual del Comportamiento del Concreto , 2010)

2.1.4 COMPORTAMIENTO INELÁSTICO

Como se aprecia en el gráfico 2.2, las relaciones elásticas no es posible usarlas para deformaciones superiores a aproximadamente 0.0005, ya que la relación tensión deformación del hormigón deja de ser aproximadamente lineal.

2.1.5 ROTURA

La máxima carga que la estructura soportará, se le conoce como “carga de rotura”. En cuanto al acero, este alcanza su carga máxima con deformaciones unitarias de 0.08, el hormigón por el contrario, para deformaciones unitarias mucho menores, del orden de 0.003. En compresión axial, como ya se dijo, las deformaciones en el acero y en el hormigón, son iguales, y la carga a la que empieza a fluir el acero puede calcularse a partir de la información del gráfico 2.1, esto es:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

La tensión en el hormigón puede deducirse de la curva a trazos del gráfico 2.2 sin embargo, al proyectar esta deformación sobre la curva, se puede observar que la misma sigue creciendo más allá de esta deformación, por lo que la carga puede aumentarse aún hasta que alcanza la carga de rotura de este hormigón para una deformación de aproximadamente 0.002.

Podemos entonces deducir, que si la deformación de fluencia del acero, es menor que la deformación para la que el hormigón alcanza su tensión de rotura ($0.85f_c$), entonces el acero comenzará a fluir y continuará haciéndolo hasta que el hormigón alcance esta tensión y comience a quebrarse, de manera que la carga de rotura para un elemento en compresión pura será:

$$P_u = 0.85f_c A_c + f_y A_s \quad \text{Ecuación 2.4}$$

2.1.6 TRACCIÓN AXIAL

Como ya se dijo, la capacidad del hormigón en tracción es una pequeña parte de su capacidad en compresión, de lo que se deduce que el hormigón no es el material más adecuado para utilizarlo en elementos sometidos a tracción.

Cuando la carga en tracción es suficientemente pequeña, para que la tensión en el hormigón esté por debajo de su resistencia en tracción, tanto el acero como el hormigón se comportan elásticamente, de manera que las expresiones antes estudiadas son válidas, pero cuando la carga crece y el hormigón alcanza su resistencia en tracción (del orden de la décima parte de lo que puede soportar en Compresión) este se agrieta en la totalidad de la sección transversal y cuando esto sucede, deja de resistir cualquier tensión aplicada y el acero es quien debe de resistir la totalidad de la fuerza, de manera que en esta situación, la carga de rotura será:

$$P_u = f_y A_s \quad \text{Ecuación 2.5}$$

2.1.7 FLEXIÓN

Debido a que las vigas de hormigón armado, están compuestas de dos materiales diferentes, no son homogéneas y por ello, los métodos de análisis de su comportamiento difieren de los usados para otros materiales, pero los principios fundamentales utilizados, son esencialmente, los mismos. Estos principios son:

1. Una sección transversal que era plana antes de cargar el elemento, sigue siéndolo después, o sea, los alargamientos unitarios en una viga, por arriba y por debajo de la fibra neutra, son proporcionales a la distancia a esta fibra.
2. La tensión por flexión en cualquier punto, depende del alargamiento en este punto, según la forma dada por el diagrama de tensión-deformación del material. Esto se explica así:

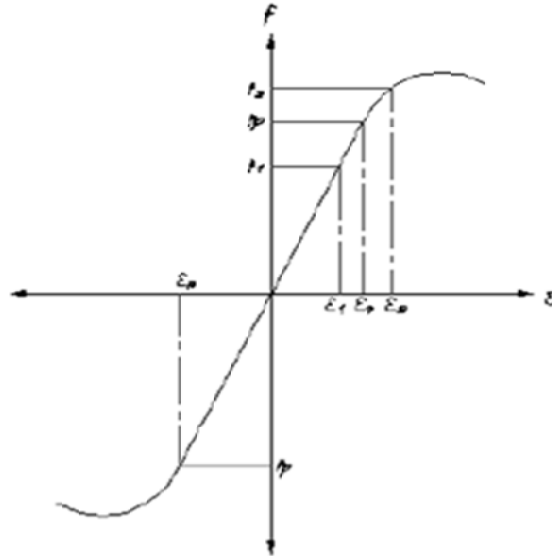


Figura 2.3 Diagrama esfuerzo deformación.

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

El diagrama anterior muestra la curva característica de un material en donde se indica tres posiciones de esfuerzos con sus respectivas deformaciones unitarias, siendo las del subíndice p las indicativas del límite de proporcionalidad. Para cualquier esfuerzo menor que este límite, lo antes establecido es válido pero si el máximo alargamiento en las fibras exteriores es superior a ϵ_p no se cumple lo antes establecido.

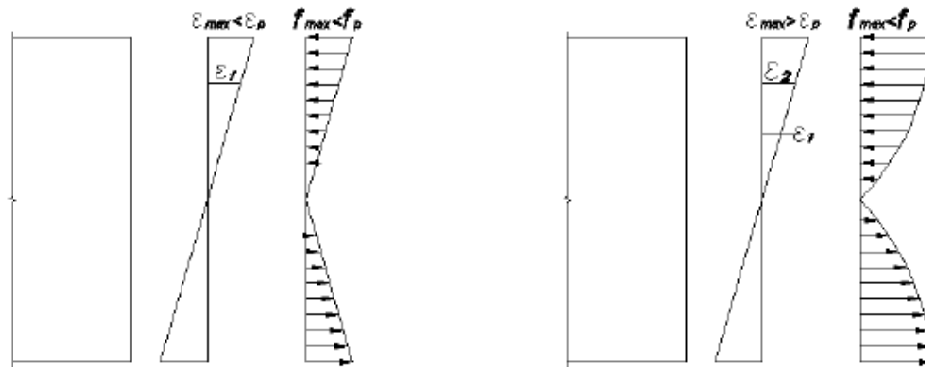


Figura 2.4 Estados de carga.

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

En la figura 2.4 se pueden apreciar dos estados de carga, siendo el de la izquierda el

correspondiente a cualquier esfuerzo máximo menor que el del límite de proporcionalidad y el de la derecha para esfuerzos máximos superiores al del límite de proporcionalidad

3. La distribución de tensiones cortantes en el espesor de la sección, depende de la forma de la sección y del diagrama tensión-deformación y son máximas en el eje neutro y nulas en las fibras exteriores.
4. Debido a la acción conjunta de las tensiones cortantes tanto horizontales como verticales y de las tensiones de flexión, en cualquier punto de la viga hay tensiones inclinadas de tracción y compresión, siendo las mayores las que forman un ángulo recto entre sí.
5. Cuando las tensiones en las fibras exteriores son inferiores al límite de proporcionalidad, la viga se comporta elásticamente como el caso de la figura 2.4 izquierda, en cuyo caso se obtiene lo siguiente:

- a. El eje neutro pasa por el centro de gravedad de la sección transversal.
- b. La intensidad de la tensión de flexión normal a la sección, aumenta de forma directamente proporcional a la distancia del eje neutro y es máxima en las fibras exteriores. Esta tensión en cualquier punto, puede encontrarse por medio de la expresión:

$$f_{\max} = \frac{My}{I} = \frac{M}{S} \quad \text{Ecuacion 2.6}$$

- c. La tensión cortante en cualquier punto de la sección se encuentra por medio de la siguiente expresión:

$$V = \frac{VQ}{Ib} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

(Torre M. J., Manual del Comportamiento del Concreto , 2010)

2.2 ESTADOS DE CARGA

Las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tensión en flexión (módulo de rotura f_r) es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas antes de que se desarrolle, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de compresión. Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra fuego y la corrosión. En una viga de concreto así reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir solo la compresión. Esta acción conjunta de los dos materiales se garantiza si se impide su deslizamiento relativo, lo que logra mediante la utilización de barras corrugadas con su alta resistencia por adherencia en la interface acero-concreto y, si es necesario, mediante anclajes especiales en los extremos de las barras. Para simplificar, el análisis que sigue se relaciona únicamente con vigas de sección transversal rectangular, aunque en la mayor parte de las estructuras de concreto son muy comunes los elementos con otras formas. Tomando una viga de sección rectangular simplemente apoyada, se coloca una carga que puede ser de cualquier valor entre cero y la necesaria para producir la rotura de la viga. En este proceso identificamos tres estados de carga que se describen a continuación:

(Torre M. J., Manual del Comportamiento del Concreto, 2010)

2.2.1 TENSIONES ELÁSTICAS. SECCIÓN NO AGRIETADA (PRIMER ESTADO DE CARGAS)

Mientras la tensión de tracción en el hormigón es inferior al módulo de rotura no aparecerán grietas y la distribución de tensiones y deformaciones será linealmente proporcional como la mostrada en la figura 2.4 de la izquierda, es decir, esencialmente elástica y homogénea con la diferencia que en este caso, existe otro material adicional al hormigón, que es el acero de refuerzo. Para cualquier valor de deformación, la tensión en el acero será n veces superior a la del hormigón.

2.2.2 TENSIONES ELÁSTICAS. SECCIÓN AGRIETADA (SEGUNDO ESTADO DE CARGAS)

Si en la misma viga antes estudiada seguimos aumentando la carga, cuando la tensión de tracción supera el módulo de rotura f_{ct} , se forman grietas similares a las mostradas en la figura 2.5 y el hormigón deja de aportar resistencia a la tracción, siendo esta absorbida exclusivamente por el acero de refuerzo.

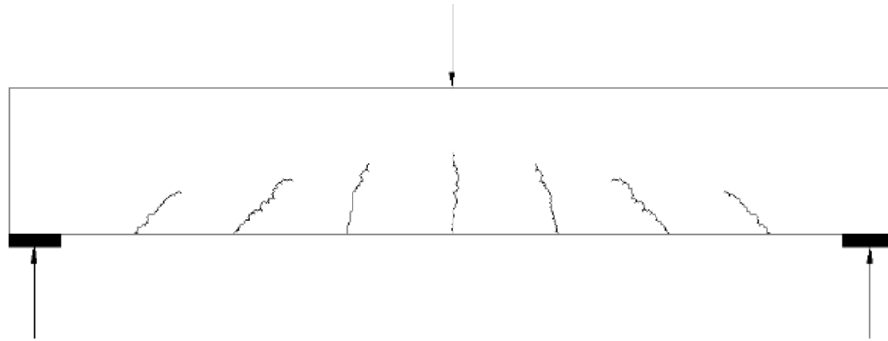


Figura 2.5 Patrón de grietas en flexión.

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

Si la tensión en el hormigón es inferior a $f_c/2$ y la tensión en el acero no alcanza el punto de fluencia, ambos materiales continúan, aproximadamente, comportándose elásticamente, situación que por lo general se presenta en estructuras sometidas a cargas normales de servicio y en donde se supone que las grietas llegan hasta el centroide de la sección donde se encuentra el eje neutro, además, se supone que las secciones continúan siendo planas aún en el elemento flectado, presentándose una distribución de esfuerzo como la mostrada en la figura 2.6.

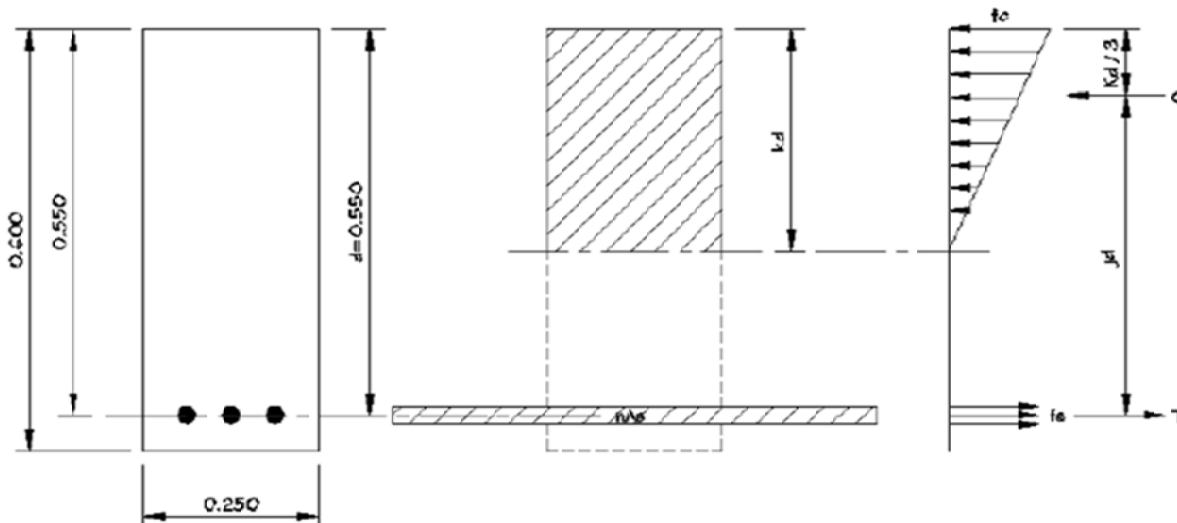


Figura 2.6 Sección agrietada. Segundo estado de cargas.

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

Como toda la porción de la sección que está sometida a tracciones por encima del módulo de rotura, es decir, la porción de la sección que se encuentra agrietada, no puede aportar nada a la capacidad de la viga, esta porción debe de considerarse como ausente.

Para determinar la posición del eje neutro, el momento que proporciona T alrededor del eje neutro debe de ser el mismo pero de signo contrario al momento que proporciona C alrededor del mismo eje, es decir:

$$b \frac{(kd)^2}{2} - nA_s(d-kd) = 0 \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Resolviendo esta ecuación cuadrática encontramos la posición del eje neutro, con lo que también podemos determinar el momento de inercia y las demás propiedades de la sección requeridas para el cálculo de los esfuerzos en la misma.

Las siguientes expresiones, permiten estos cálculos:

$$C = \frac{bkd}{2} f_c, \quad \text{Ecuación 2.9 fuerza total en compresión}$$

$$T = A_s f_s, \quad \text{Ecuación 2.10 fuerza total en tracción}$$

Estas dos fuerzas deben de ser iguales para satisfacer el equilibrio interno de la sección.

$$M = Tjd = A_s f_s jd, \quad \text{Ecuación 2.11 momento proporcionado por el acero}$$

Y como el momento proporcionado por el acero debe de ser igual que el proporcionado por el hormigón para poder satisfacer la condición de equilibrio interno, entonces:

$$M = Cjd = \frac{bkd}{2} f_c jd = \frac{jd^2}{2} k j f_c, \quad \text{momento resistente proporcionado por el hormigón}$$

De donde se puede, entonces, deducir:

$$\text{La tensión en el acero como } f_s = \frac{M}{A_s jd} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

La tensión en el hormigón como $f_c = \frac{M}{\frac{1}{2}bd^2kj}$ Ecuación 2.13

Donde $j = 1 - \frac{k}{3}$, Ecuación 2.14 de acuerdo con la figura 2.6

2.2.3 TENSIONES INELÁSTICAS. RESISTENCIA A ROTURA (TERCER ESTADO DE CARGAS)

Después de haber estudiado muchas curvas de tensión-deformación se ha demostrado que la forma de las mismas varía mucho y depende de muchos factores tales como: la resistencia del cilindro, ritmo de aplicación y duración de la carga, etc., razón por lo que aún no se ha podido desarrollar una teoría totalmente racional de la flexión en rotura, así que los métodos de análisis se basan en parte, en los principios mecánicos conocidos y suplementados por una amplia información experimental (información empírica).

Si la distribución de tensiones de compresión en el hormigón para cargas de rotura o muy próximas a ella, tuviera una forma bien definida (como una parábola por ejemplo), el cálculo de las tensiones sería mucho más sencillo, tanto como lo es cuando se trabaja en el segundo estado de cargas, pudiéndose así obtener una teoría completamente racional del análisis.

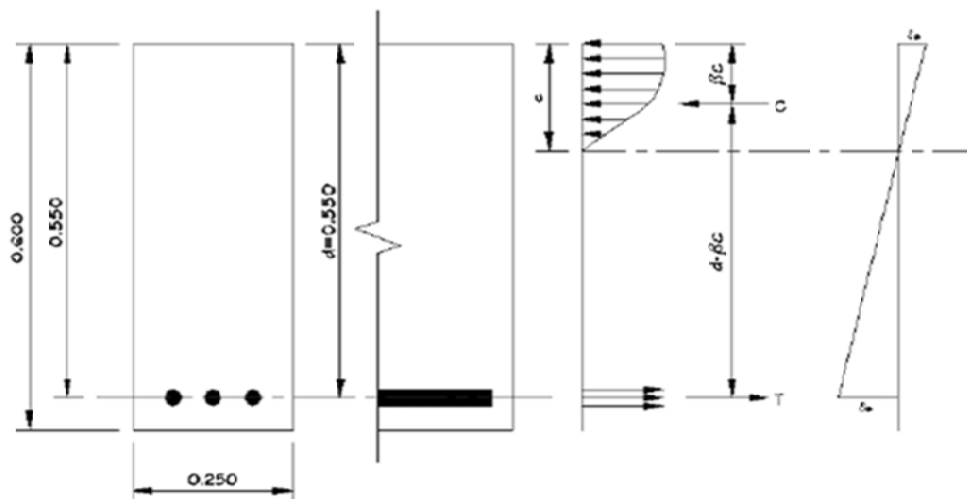


Figura 2.7 Tensión y deformación en tercer estado de cargas.

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

Aún no se conoce exactamente el criterio de la rotura del hormigón en compresión, pero para vigas rectangulares, se ha logrado medir deformaciones del orden de 0.003 a

0.004 inmediatamente antes de la rotura. El CHOC-2008 acepta la deformación de 0.003 como máxima inmediatamente antes de la rotura, es decir, cuando está a punto de aplastarse.

En una viga rectangular, la superficie que está en compresión es b_c (de acuerdo con la figura 2.7) y la fuerza total en compresión es C , la cual puede calcularse con la siguiente expresión:

$$C = \alpha f'_c b c \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Y el emplazamiento de C , la distancia desde la fibra externa hasta la ubicación de la fuerza total en compresión como βc . Los valores de α y β se pueden obtener de la siguiente gráfica:

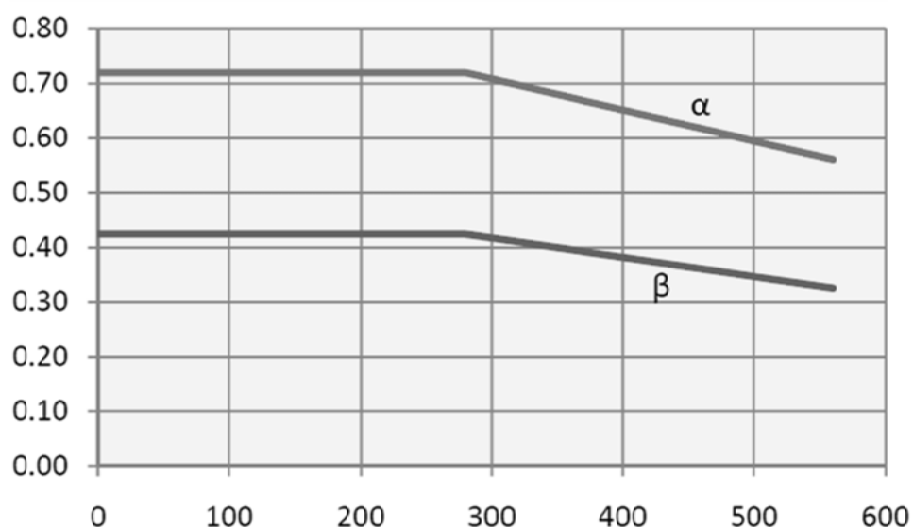


Figura 2.8 Valores empíricos en función de f'_c

Fuente: Manual comportamiento de concreto. E. Torre, 2011.

O bien, pueden ser calculados por medio de:

$$\alpha = 0.72 - [(f'_c - 280) 0.04 / 70] \quad \text{Ecuación 2.16}$$

$$\beta = 0.425 - [(f'_c - 280) 0.025 / 70] \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Que son valores obtenidos experimentalmente y con los cuales es posible hacer el análisis en rotura.

El equilibrio exige que: $C=T$

O sea $\alpha f_c b c = A_s f_s$ Ecuación 2.18

Y por lo tanto $M = Tz = A_s f_s (d - \beta c)$ Ecuación 2.19

$$M = Cz = \alpha f_c b c (d - \beta c) \text{ Ecuación 2.20}$$

En la rotura en tracción, o sea, por fluencia del acero ($f_s = f_y$), así que sustituyendo en las ecuaciones de equilibrio, encontramos la distancia a la fibra neutra como:

$$c = \frac{A_s f_y}{\alpha f_c b} = \frac{\rho f_y}{\alpha f_c} d \text{ Ecuación 2.21}$$

El momento de rotura entonces será:

$$M_u = A_s f_y d \left[1 - \frac{\beta f_y}{\alpha f_c} \rho \right] \text{ Ecuación 2.22}$$

Con lo que, para hormigones con $f_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$, el momento de rotura será:

$$M_u = A_s f_y d \left[1 - \frac{0.59 f_y}{f_c} \rho \right] \text{ Ecuación 2.23}$$

Por el otro lado, para la rotura en compresión el criterio es que la deformación de compresión del hormigón valga $\epsilon = 0.003$ como antes se indicó y como cuando eso sucede, la tensión en el acero aún no ha alcanzado el punto de fluencia, es proporcional a la deformación del acero, de manera, que se acuerdo con la Ley de Hooke:

$$\epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \text{ Ecuación 2.24}$$

Así que, siguiendo la distribución de deformaciones mostrada en la figura 2.7, la distancia a la fibra neutra, por aplicación de triángulos semejantes, será:

$$c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} d = \frac{0.003}{\frac{f_s}{E_s} + 0.003} d \quad \text{Ecuación 2.25}$$

La sustitución del valor de c calculado en esta expresión en las ecuaciones de equilibrio por momento antes mostradas, determina el valor del momento de rotura de una viga cuyo refuerzo es tal, que la rotura se produce por aplastamiento del hormigón. Como ya se indicó antes, este tipo de falla es explosiva y sin previo aviso, motivo por el cual el reglamento exige que la falla se produzca por fluencia del acero lo que se logra con cuantías lo suficientemente pequeñas, para que, en caso de exceso de carga del elemento, se obtengan señales previas a la rotura tales como fisuras.

Existe un nivel de armado que produce la falla balanceada, que es aquel cuya cuantía metálica es tal que la rotura se produce por aplastamiento del hormigón y por fluencia del acero en forma simultánea. En este caso, el porcentaje metálico es posible encontrarlo:

$$\rho = \frac{0.003\alpha}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \times \frac{f_c}{f_y} \quad \text{Ecuación 2.26}$$

El reglamento exige que todos los miembros en flexión tengan una cuantía máxima menor o igual al 75% de la cuantía balanceada, es decir:

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b \quad \text{Ecuación 2.27}$$

2.2.4. DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN

Como antes se explicó, modelar matemáticamente el diagrama esfuerzo-deformación del hormigón resulta sumamente complejo debido a la gran cantidad de factores que afectan la respuesta tales como, la edad, la resistencia del hormigón, velocidad de aplicación de la carga y otros. Para dar solución a este problema, muchos científicos se han dado a la tarea de investigar al respecto, resaltando entre ellos, Hognestad, Harson y McHenry y Rüş entre otros.

2.2.4.1 Función parabólica

Propuesta por Collins y se destaca por su sencillez. La función está definida por:

$$f_c = f'_c \left[2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 2.28}$$

El problema de esta propuesta está en la simetría que presenta la función, ya que para $\epsilon_c > 0.002$ no es real

2.2.4.2 Hognestad

Considerado junto con Rüş, el modelo que más se acerca al comportamiento tensodeformacional del hormigón, este modelo está compuesto por el acoplamiento de una parábola y una función lineal (Figura 2.9):

$$f_c = f'_c \left[2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} \right)^2 \right] \quad \text{valido para valores de } \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} \leq 1 \quad \text{Ecuación 2.29}$$

$$f_c = f'_c \left[1.15 - 0.15 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} \right) \right] \quad \text{valido para valores de } 1 < \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} \leq 2 \quad \text{Ecuación 2.30}$$

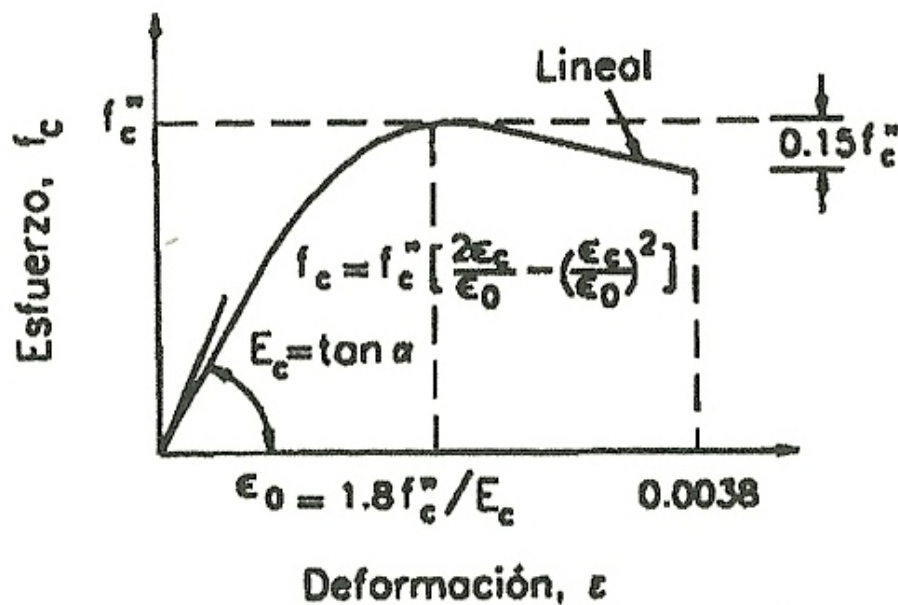


Figura 2.9 Modelo Hognestad

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Harmsen Teodoro E., 2002.

2.2.4.3 Rüşh

El trabajo de Rüşh ha sido aceptado y complementado con otras hipótesis por el Eurocódigo y difiere de otros trabajos en que considera f_c como constante para valores de $\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} \geq 1$.

(Torre M. J., Manual del Comportamiento del Concreto , 2010)

2.3 CONCEPTUALIZACIONES Y DEFINICIONES

2.3.1 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Cuando una estructura o parte de esta se encuentra deja de cumplir la finalidad para la que fue diseñada se encuentra en una condición de estado limite, el cual se categoriza por resistencia y por servicio.

Los estados límites por resistencia están basados en la capacidad de carga de las estructuras e incluyen el pandeo, la fractura, la fatiga, el volteo, etc.

El otro estado limite por servicio está sujeto al desempeño de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con los usos y /o la ocupación de las estructuras. Este estado se mide considerando las magnitudes de las deflexiones, grietas y vibraciones de las estructuras así como la cantidad del daño en cuanto al deterioro superficial del concreto y la corrosión del acero de refuerzo, aspectos que pueden perturbar el uso de la estructura, pero generalmente no implican su colapso

El ACI318-08 contiene requisitos muy específicos referentes a los estados límites reforzados pero permite al proyectista cierta libertad en el área de servicio. Esto no quiere decir que los estados límites de servicio no sean significativos sino que la consideración más importante (como en todas las especificaciones estructurales) es la vida y la propiedad de la población

El deterioro de las superficies de concreto puede minimizar considerablemente con un buen control del mezclado, colado y curado del concreto. Cuando esas superficies están sometidas a productos químicos agresivos, pueden usarse cementos especiales con aditivos adecuados para proteger las superficies. La corrosión del refuerzo puede

minimizar considerablemente dando cuidadosa atención a la calidad del concreto, usando una buena vibración del concreto, empleando un espesor adecuado recubrimiento para las varillas y limitando el tamaño de las grietas. (J.C. McCORMAC, Octubre 2011)

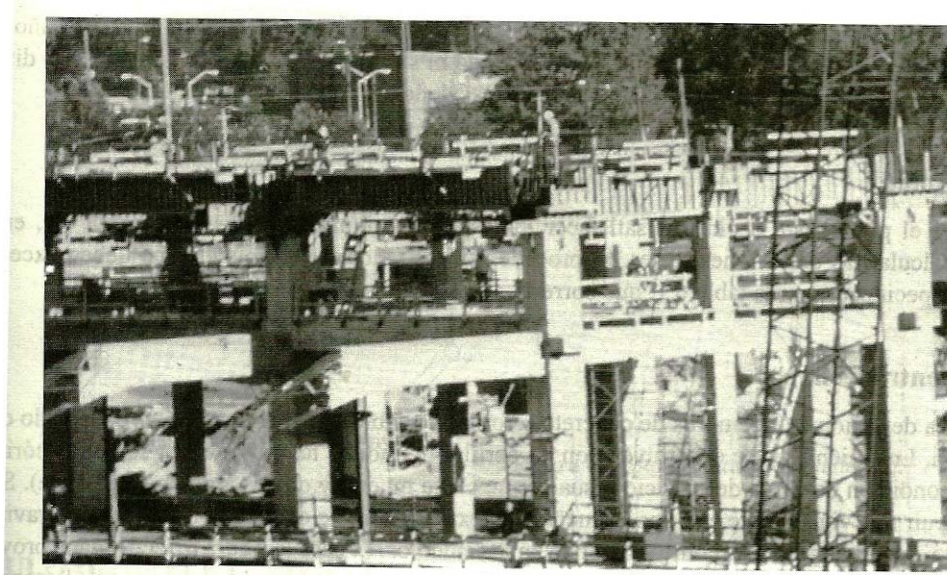


Figura 2.10 Domo Georgia, Atlanta, Georgia (Cortesía de Economy y Forms Corporation)

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado, J. C. Mc Cormac-R. H. Brown, 2011.

2.3.2 AGRETAMIENTO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION

Todas las vigas de concreto reforzado se agrietan, iniciándose el proceso por los general para cargas muy por debajo del nivel de servicio y posiblemente aun antes de que actúen las cargas, debido a que no se puede retraer libremente. Las grietas de flexión generadas por las cargas no son solo inevitables sino realmente necesarias con el fin de que el refuerzo trabaje de manera efectiva esto se debe a la adhesión entre barras de acero y concreto. Antes de la formación de las grietas a flexión, el esfuerzo en el acero no es mayor que n veces el esfuerzo de concreto adyacente. Para las cargas normales de servicio pueden esperarse esfuerzos en el acero hasta de ocho y nueve veces este valor. (Nilson, 1999)

En el diseño de un elemento a flexión como es el caso de las vigas, se procura que el agrietamiento de la zona de tracciones únicamente aparezcan grietas “capilares”; y garantizan muy poca corrosión del refuerzo. A medida que se incrementa gradualmente las cargas por encima de la carga de agrietamiento incrementa la cantidad y el ancho de las grietas en un promedio de aproximadamente de 0.01 pulg. (0.25mm), (Nilson, 1999), para el nivel de cargas de servicio. Conforme las cargas se incrementan aún más, el ancho de las grietas aumenta en forma proporcional pero la cantidad de las mismas se mantiene estable.

Existe una relación entre carga-deflexión en una viga de concreto reforzado identificándose tres regiones antes de que ocurra la ruptura figura

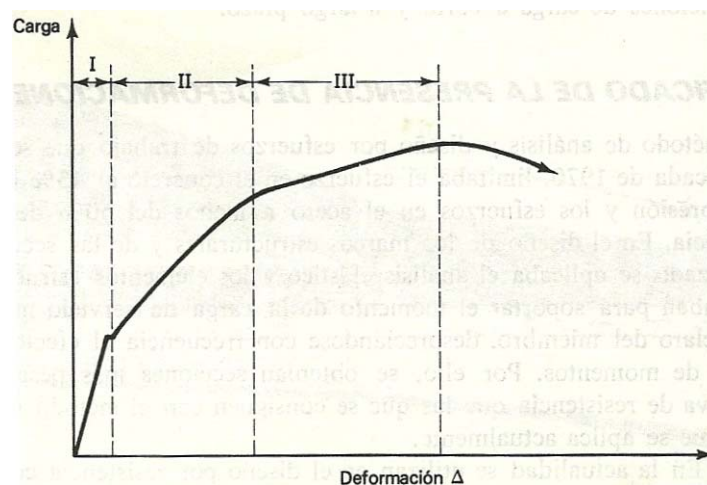


Figura 2.11 Relación Carga Deformación en una viga. Región I, etapa anterior al agrietamiento; región II, Etapa posterior al agrietamiento, región III, etapa de agrietamiento posterior a las cargas de servicio (el acero fluye)

Fuente: Concreto Reforzado, un enfoque básico, Edwar G. Nawy, 1988.

a) Etapa anterior al agrietamiento :región I

Etapa anterior al agrietamiento y en la curva carga-deflexión es básicamente una línea recta donde se ve claramente el comportamiento elástico que tiene la viga (figura 2.11). (Nawy, 1988)

b) Etapa bajo carga de servicio posterior al Agrietamiento: región II

Etapa después que ha ocurrido el agrietamiento donde el miembro estructural desarrolla grietas dentro de lo que es permitido por los códigos tanto por su distribución como su ancho. En esta región la mayoría de los miembros se encuentra bajo cargas de servicio

Se debe de tener claro la variabilidad de ancho de las grietas a lo largo de la viga, teniendo presente que las grietas son más anchas y profundas al centro del claro, más sin embargo en una viga simple cerca de apoyo se desarrollan grietas estrechas. (Nawy, 1988)

c) Etapa de agrietamiento posterior a las cargas de servicio y estado límite de deflexiones durante la falla : región III

El diagrama carga-deflexión de la figura 2.10 es considerablemente más plano en la región III que en las regiones precedentes. Esto se debe a la pérdida sustancial de la rigidez de la sección a causa de extenso agrietamiento y el engrosamiento considerable de las grietas estables en todo el claro

A medida que la carga continua incrementándose la deformación ϵ_s de las varillas de acero en el lado de tensión, se sigue incrementando más allá de la deformación de fluencia ϵ_y sin esfuerzos adicionales. Se considera que en etapa, la viga ha fallado estructuralmente por la fluencia inicial de acero de tensión (Nawy, 1988, pág. 271)

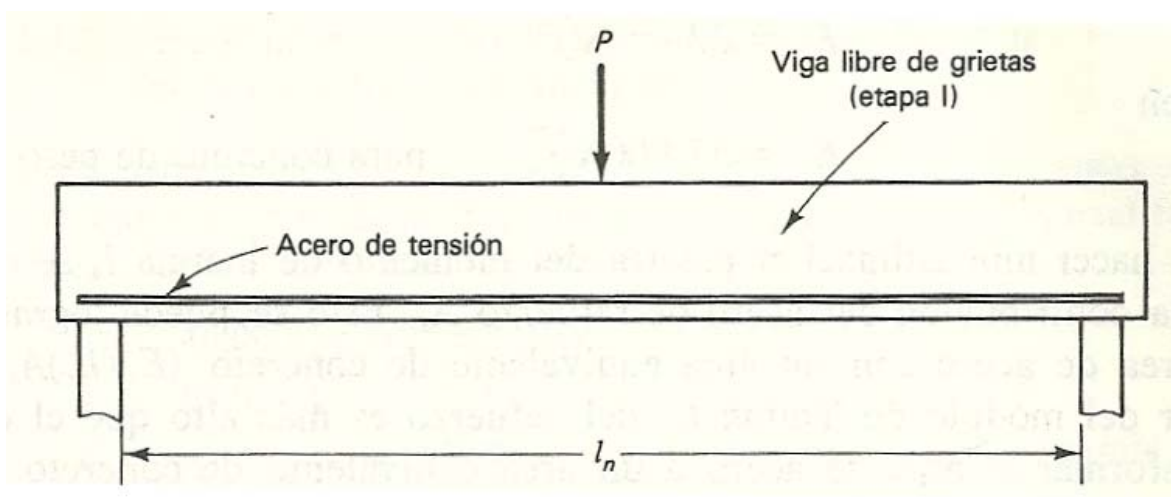


Figura 2.12. Viga con carga en la etapa anterior al agrietamiento

Fuente: Concreto Reforzado, un enfoque básico, Edwar G. Nawy, 1988.

2.3.3 COLUMNAS ESBELTAS

Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa, generalmente, en términos de la relación de esbeltez. (Nilson, 1999)

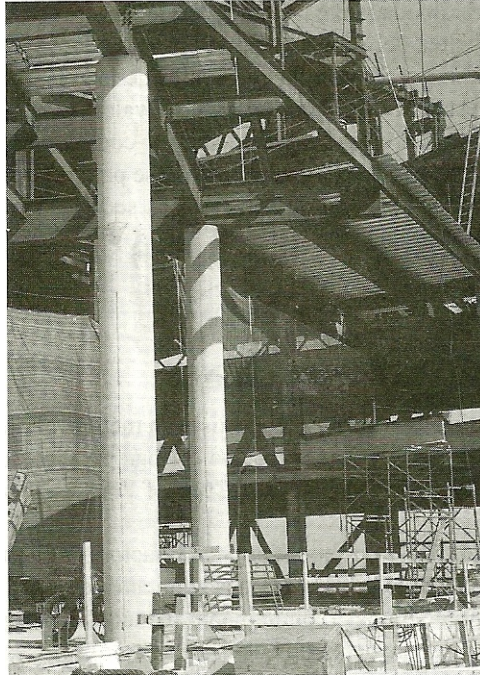


Figura 2.17. Columnas de concreto reforzado. (Cortesía de RSM Advertising, representando a Molded Fiber Glass Products Company.)

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado, J. C. Mc Cormas-R. H. Brown, 2011.

J.C. McCORMAC, (Octubre 2011, pág. 311), expone lo siguiente:

Cuando una columna se flexiona o deflexiona lateralmente una cantidad Δ , su carga axial genera un momento adicional en la columna igual a $P\Delta$. Este momento se superpone a cualquier momento que exista ya en la columna. Si este momento $P\Delta$ es de tal magnitud que reduce considerablemente la capacidad por carga axial de la columna, esta se denomina columna esbelta.

La sección 10.10.2. del Código ACI 318-08 establece que el diseño deseable de un miembro a compresión debe basarse en un análisis teórico de la estructura que tome en cuenta los efectos de las cargas axiales, los momentos, las deflexiones, la duración de las cargas, las dimensiones variables de los miembros, las condiciones en

los extremos, etc. Si no se usa tal procedimiento teórico, el código ACI 318-08 (10.10.5.) provee un método aproximado para determinar los efectos de esbeltez.

2.3.4 MARCO CON Y SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

Es necesario diferenciar entre los marcos sin desplazamiento lateral y los marcos con desplazamiento lateral. En el código ACI_318-08 estos marcos son denominados respectivamente como marcos con impedimento para desplazarse y marcos sin impedimento.

En este sentido J.C. McCORMAC, (Octubre 2011, pág. 311), expone:

Para el piso del edificio en consideración, las columnas de marcos sin desplazamiento lateral deben diseñarse según la sección 10.10.6. del Código ACI_318-08, mientras que las columnas de marcos con desplazamientos laterales deben diseñarse según la sección 10.10.7. Como consecuencia, primero es necesario decidir si tenemos un marco que esté completamente riostrado contra desplazamiento laterales a uno que esté completamente desprovisto de riostrado contra desplazamiento laterales.

El asunto posiblemente pueda resolverse examinando la rigidez lateral de los elementos de apuntalamiento para el piso en consideración se puede observar que una columna en particular se encuentra en un piso donde existe demasiada rigidez lateral provista por los miembros de apuntalamiento, los muros de cortante, las armaduras de cortante, etc. que cualquier deflexión lateral que ocurra será demasiado pequeña para afectar en forma apreciable la resistencia de la columna. Al examinar una estructura particular, es necesario darse cuenta de que puede haber algunos pisos sin desplazamiento lateral y otros pisos con desplazamiento lateral.

El código proporciona dos formas de analizar si se trata de un marco sin desplazamiento lateral o de uno con desplazamiento lateral. El primer método planteado en la sección 10.10.5.1. Del ACI_318-08 dice que el piso de un marco se considera sin desplazamiento lateral si el incremento en los momentos de extremo en las columnas debido a los efectos de segundo orden, equivale a 5% o menos de los momentos de extremo de primer orden.

El segundo método expone que para determinar si un marco es riostrado o no riostrado esta dado en el código ACI_318-08 (10.10.5.2.), si el valor del índice de estabilidad que es ≤ 0.05 , el marco se puede clasificar como un marco sin desplazamiento lateral. (si V_u es Igual a cero , este método no es aplicable).

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{u/c}} \text{ Ecuación 2.37}$$

El proyectista siempre a pesar de estas sugerencias del ACI tendrá que tomar decisiones sobre lo que es un apuntalamiento adecuado, las excentricidades de carga y los valores de esbeltez que al ser pequeños consideran que los marcos están riostrados. En los casos que el proyectista no esté seguro que las condiciones sean las reales es preferible considerar que los marcos no están riostrados para estar en el lado de la seguridad.

2.3.5 ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN USANDO PROPIEDADES ESPECIALES DE LOS MIEMBROS.

J.C. McCORMAC, (Octubre 2011, pág. 318), plantea: Un procedimiento aproximado de diseño en donde el efecto de la esbeltez se toma en consideración, se deben calcular los amplificadores de momento que son multiplicados por los momentos de las columnas. Un amplificador para una columna en particular es función de su carga axial factorizada P_u y su carga de pandeo crítica P_c .

Es necesario hacer un análisis de primer orden de la estructura antes de poder calcular los amplificadores de momentos para una estructura en particular, Las propiedades de la sección del miembro usadas para el análisis deben tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas en los miembros y el efecto de duración de las cargas...

Opcionalmente el CHOC-08, permite usar las siguientes propiedades para los miembros de la estructura:

- a) Módulo de elasticidad Ec de 2.8.5.1
- b) Momento de inercia, donde I_g = momento de inercia de la sección total de concreto respecto al eje centroidal despreciando el refuerzo

• Vigas	0.35I _g
• Columnas	0.70I _g
• Muros no agrietados	0.70I _g
• Muros agrietados	0.35I _g
• Placas planas y losas planas	0.25I _g
a) Área	1.0A _g

J.C. McCORMAC, (Octubre 2011, pág. 319), explica que:

Como una alternativa para las ecuaciones aproximadas anteriormente citadas para columnas y muros, el código ACI-318-2008 permite el siguiente valor más complejo para el momento de inercia:

$$I = \left(0.80 + 25 \left(\frac{A_{st}}{A_g} \right) \right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o} \right) I_g \leq 0.875 I_g \quad \text{Ecuación 2.38}$$

(Khuntia M. a., May - June 2004)

Conservadoramente puede tomarse como los valores de P_u y M_u que conduzcan al valor más bajo de I . en ningún caso debe tomarse un valor de I para los miembros a compresión menor que $0.35I_g$. P_o es la resistencia de la carga axial concéntrica

Para miembros a flexión (vigas y placas planas y losas planas) se permite la siguiente ecuación aproximada:

$$I = (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d} \right) I_g \leq 0.5 I_g \quad \text{Ecuación 2.39}$$

(Khuntia M. a., May - June 2004)

Para miembros continuos a flexión, se permite usar el valor promedio de I de las secciones de momento positivo y negativo. En ningún caso el valor de I requerido para miembros a flexión debe ser tomado menor que $0.25I_g$

CAPITULO III. METODOLOGÍA

3.1 NOTACIÓN

f'_c = resistencia a la compresión especificada para el concreto

f_y = resistencia especificada a la fluencia de refuerzo no preesforzado.

C_t = coeficiente número especificado en CHOC Art. 1.3.5.2.2.

b = Ancho del elemento

A_s = área del refuerzo en tensión

A'_s = área del refuerzo en compresión

r = recubrimiento del concreto según CHOC Art. 2.7.7.1

E_s = área de acero en compresión

n = razón modular (E_s/E_c)

E_s = modelo de elasticidad del acero

E_c = módulo de elasticidad del concreto

σ = esfuerzo producto del momento aplicado

M = momento actuante en carga de servicio

I_b = momento de inercia de la sección no agrietada concreto respecto al eje centroidal considerando el refuerzo.

f_r = Módulo de ruptura del concreto, (28.84 Kg/cm² para $f'_c = 210$ Kg/cm²)

x = altura desde el eje neutro hasta la fibra extrema de la sección no agrietada

I_{cr} = Inercia no agrietada después del análisis elástico

h_{cr} = Altura de la sección después del análisis elástico

b_w = Ancho de la viga

d = Distancia de la fibra en compresión al centro del refuerzo a tensión.

ρ = porcentaje metálico o cuantía metálica $\rho = \frac{A_s}{bd}$

h = Peralte del elemento

I_g = momento de inercia de la sección total de concreto respecto al eje centroidal ignorando el refuerzo.

P = carga axial actuante en condición de servicio.

A = área de la sección de concreto.

y_t = distancia del centro de la sección a la fibra extrema.

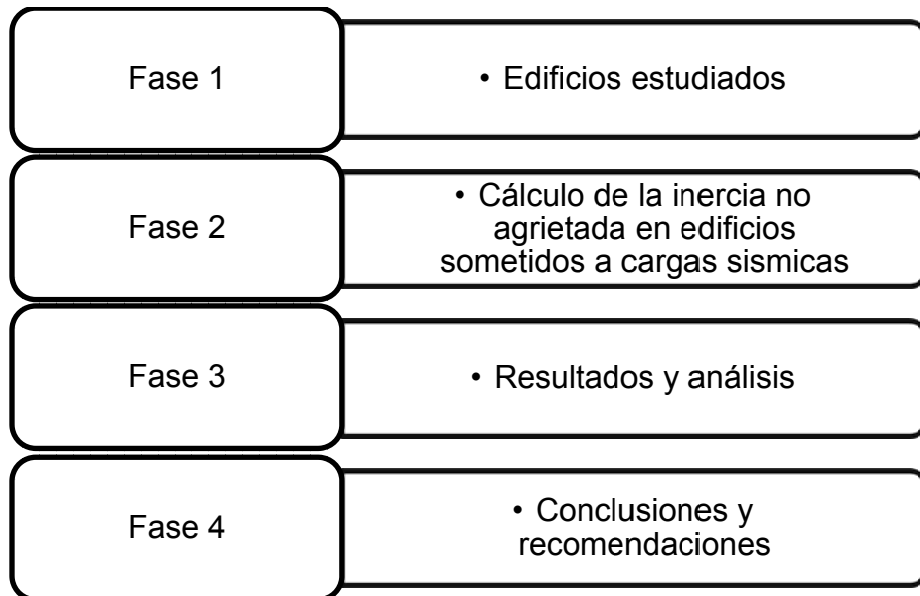
y_o = distancia del centro de la sección a la fibra extrema

$\%_{cr}$ = porcentaje de inercia no agrietada para efectos del análisis comparativo.

3.2 ENFOQUE Y MÉTODO

La presente investigación fue desarrollada sobre un enfoque de investigación cuantitativo, con un tipo de investigación correlacional.

3.3 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN



3.4 POBLACION Y MUESTRA

Se definió como parámetro de estudio tres edificios de oficinas de 3, 6 y 9 niveles, con un sistema de marcos rígidos de concreto armado, ya que es la tipología estructural más utilizada en edificios de pequeña y mediana altura en Honduras hasta la fecha. La geometría de los edificios es simétrica en su distribución de planta, con el propósito de disminuir la incidencia de la torsión en el análisis, siendo diseñado como lo especifica el Art 1.3.5.5 del Código Hondureño de la Construcción (CHOC 2008). Para fines prácticos se idealizó sobre un suelo cimentado sobre material rocoso, modelado como empotramiento en el software de análisis estructural. Para todos los edificios se consideró 2.50 m de altura de pedestales, 4.00 m de altura en el primer entrepiso y

3.50 para los siguientes entresijos las medidas totales se definieron como 36 m de largo y 24 m ancho. Se ha supuesto concreto armado de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y acero $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$. Las losas son macizas de 20 cm, con la configuración en vigas y columnas para cada edificio según se ve en la tabla 3.1:

Tabla 3.1 Medidas en elementos de edificios

Niveles	Vigas (cm)	Columnas(cm)
Tres	30x45	40x40
Seis	30x60	50x50
Nueve	30x60	70x70

Con las configuraciones antes descritas se hicieron modelos estructurales con ayuda de software STAAD, considerando en cada nivel un diafragma rígido y creando un nudo rígido para la verificación de los desplazamientos. La Figura 3.1 muestra el modelo para el caso de un edificio de 9 niveles.

3.5 CARGAS IMPUESTAS Y COMBINACIONES DE CARGA

Todas las cargas y parámetros de diseño son considerando el Código Hondureño de la Construcción (CHOC) como base. Además del peso propio de los elementos se consideraron las cargas indicadas en la Tabla 3.2.

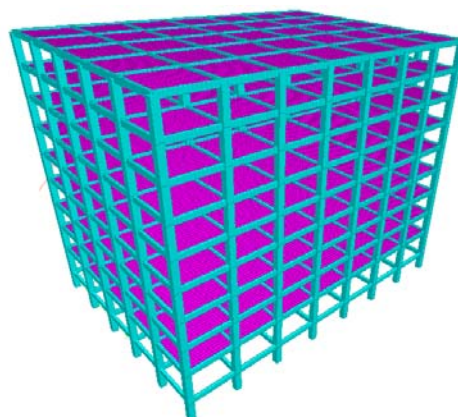


Figura 3.1 Modelo 9 niveles STAAD.

Tabla 3.2 Carga viva y carga muerta aplicadas al modelo

Tipo de carga	Piso Típico	Azotea
Carga Muerta		
-Paredes Interiores	300 Kg/m ²	-
-Instalaciones varias	20 Kg/m ²	20 Kg/m ²
-Cielo Falso	15 Kg/m ²	15 Kg/m ²
-Cerámica	75 Kg/m ²	-
-Impermeabilizante (2 capas asfálticas)	-	10 Kg/m ²
-Paredes de Vidrio	94.5 Kg/m	-
-Paredes de bloque 6" (solo en planta baja)	720 Kg/m	
Carga Viva	250 Kg/m ²	250 Kg/m ²

Según el CHOC en los artículos 2.9.2.1. y 2.9.2.3 se debe de diseñar para alcanzar la resistencia requerida como sigue:

Carga muerta (D) y carga viva (L). La resistencia requerida U para resistir carga muerta D y carga viva L deberá ser por lo menos igual a

$$U=1.4D + 1.7L \text{ Ecuación 3.1}$$

Carga de sismo (E). Si en el diseño se incluye resistencia para cargas fuerzas específicas de sismo E.

$$U=0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E) \text{ Ecuación 3.2}$$

$$U=0.9D + 1.4E \text{ Ecuación 3.3}$$

A continuación se presenta un resumen de las combinaciones aplicadas al modelo (Tabla 3.3)

Factor de Importancia	1	(Tabla 1.3.4.3).
R_w (Marco Rígido)	12	(Tabla 1.3.4.6).
C_t	0.0731	

(Codigo Hondureño de Construccion, 2008)

En todos los casos se empleó el método estático para calcular el periodo y luego hacer la distribución vertical de las fuerzas cortantes en la base para poder tomar en cuenta el momento de torsión accidental considerando una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio en ese nivel perpendicular a la dirección de la fuerza bajo consideración para después una vez definidas estas cargas y su posición emplear el método estático y poder obtener los resultados.

3.7 CÁLCULO DE LA INERCIA NO AGRIETADA EN EDIFICIOS SOMETIDOS A CARGAS SISMICAS.

Para efecto de verificar si realmente podemos tomar como buenos los factores de inercia agrietada para vigas y columnas que proporciona el código describimos el método que consideramos es el correcto para demostrar la hipótesis planteada.

3.7.1. DETERMINACIÓN DEL AGRIETAMIENTO EN VIGAS

Con los resultados de los cálculos hechos por el software STADD se toman los momentos máximos de las vigas de cada una de las 4 combinaciones de carga en servicio para los 3 edificios en estudio haciendo un total de 12 vigas esto para determinar la inercia no agrietada después de hacer un análisis elástico, luego con la ayuda de la ecuación 10-09 ACI 318 - 08 se calcula la inercia no agrietada de las mismas 12 vigas para hacer una análisis comparativo y ver qué tan cerca se encuentra de los valores que especifica el CHOC 08 para considerar la inercia agrietada en los efectos de primer orden Art. 2.10.11.1 .

3.7.1.1. Inercia no agrietada análisis elástico Se enumeran a continuación los pasos para determinar la inercia agrietada en vigas mediante el análisis elástico.

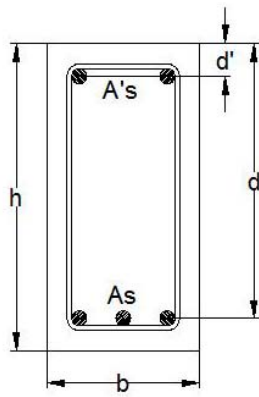


Figura 3.2 Sección de viga

1. Cálculo de la inercia gruesa

$$I_g = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

2. Determinación del centroide de la sección

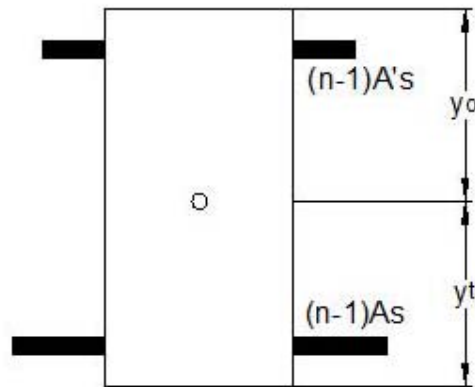


Figura 3.3 Sección transformada de viga

$$y_o = \frac{bh \left(\frac{h}{2}\right) + (n-1)Asd + (n-1)A'sd'}{bh + (n-1)As + (n-1)A's} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$y_t = h - y_o \quad \text{Ecuación 3.6}$$

3. Cálculo de inercia bruta

Este cálculo toma como base la sección transformada de concreto Figura 3.3

$$I_b = bh^3 + bh\left(y_o - \frac{h}{2}\right)^2 + (n-1)As(d - y_o)^2 + (n-1)Es(y_o - d')^2 \quad \text{Ecuación 3.7}$$

4. Cálculo de esfuerzos

Se considera que el comportamiento corresponde al estado elástico.

$$\sigma = \frac{My_t}{I_b} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Una vez definido cada parámetro se calcula el esfuerzo para y_t al cual le corresponde el esfuerzo σ_1 (tensión) y y_o al cual corresponde el esfuerzo σ_2 (compresión)

5. Gráfica de esfuerzos y determinación de la altura no agrietada de la viga.

Los valores de los esfuerzos calculados en el paso (4) se grafican de la siguiente manera los esfuerzos como abscisas y el peralte de la viga como ordenadas según la figura 3.4.

X (esfuerzos)	Y (Peralte)
σ_2	h
σ_1	0

Figura 3.4 Esfuerzo vrs Peralte de la viga

Haciendo una relación de triángulos obtenemos la distancia x que sumada a y_o nos da la altura de la viga que no se agrieta

$$\frac{x}{f_r} = \frac{y_t}{\sigma_1}$$

Donde se conocen todas las incógnitas y solo despejamos para el valor de x.

$$x = \frac{y_t}{\sigma_1} (f_r)$$

Al sumar $x + y_o$ obtenemos el valor de h_{cr} que es la altura de la viga agrietada no agrietada

6. Cálculo de inercia no agrietada y porcentaje de agrietamiento.

$$I_{cr} = \frac{bh_{cr}^3}{12} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

El porcentaje de inercia no agrietada se calcula a partir de la siguiente relación:

$$I\%_{cr} = \frac{I_{cr}}{I_g} \quad \text{Equation 3.10}$$

El valor de $I\%_{cr}$ es usado como referencia para la comparación de los resultados.

(Morales, 2006)

3.7.1.2. Inercia no agrietada usando la ecuación 10-9 ACI 08 para vigas.

Como una alternativa a las ecuaciones citadas en el Art 2.10.11.1. del CHOC, el código ACI 08 permite utilizar la siguiente ecuación aproximada alternativa citada para miembros en flexión (vigas, placas planas y losas planas):

$$I = (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d} \right) I_g \leq 0.50 I_g \quad \text{Equation 3.11}$$

En ningún caso el valor de I requerido para miembros a flexión debe ser tomado menor que $0.25I_g$. Al sustituir los valores especificados en la Ecuación (3.11) se obtiene el parámetro que ayudara a hacer la comparación de los resultados ver Tablas de la 4.1 a la 4.3.

3.7.2. DETERMINACIÓN DE AGRIETAMIENTO EN COLUMNAS.

Partiendo de los cálculos hechos por software STADD se tomaran los momentos máximos ambas en direcciones (M_z , M_y) de la columnas ubicadas en la parte inferior

intermedia y superior de cada uno de los tres edificios considerando todas las combinaciones de carga en cada nivel estudiado para luego hacer un análisis elástico, y obtener primero la altura no agrietada y con esto determinar la inercia no agrietada después con la ayuda de la ecuación 10-08 ACI 08 se calcula la inercia no agrietada de las mismas columnas para hacer una análisis comparativo y ver qué tan cerca se encuentra de los valores que especifica el CHOC para considerar la inercia agrietada en los efectos de primer orden Art. 2.10.11.1 , que es parte de los resultados tema del próximo capítulo.

3.7.2.1. Inercia no agrietada análisis elástico para columnas.

Se enumeran a continuación los pasos para determinar la inercia agrietada en vigas mediante el análisis elástico

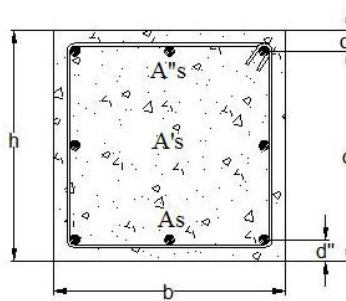


Figura 3.5 Sección de columna

1. Cálculo de la inercia gruesa

$$I_g = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

2. Determinación del centroide de la sección

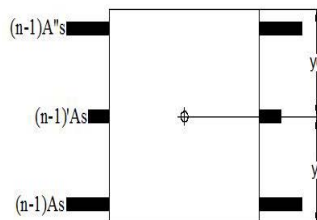


Figura 3.6 Sección Transformada

$$y_t = \frac{bh \left(\frac{h}{2}\right) + (n-1)As(d'') + (n-1)A''s(d) + (n-1)A'''s(d''')}{bh + (n-1)As + (n-1)A''s + (n-1)A'''s} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$$y_o = h - y_t \quad \text{Ecuación 3.14}$$

3. Cálculo de inercia bruta

Este cálculo toma como base la sección transformada de concreto Figura 4.

$$I_b = bh^3 + (n-1)As(y_t - d'')^2 + (n-1)A''s(y_o - d')^2 + (n-1)Es\left(\frac{h}{2} - y_t\right)^2 \quad \text{Ecuación 3.15}$$

4. Cálculo de esfuerzos Flexo compresión

Se considera que el comportamiento corresponde al estado elástico.

$$f_1 = -\frac{P}{A} - \frac{My_t}{I_b} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

$$f_2 = -\frac{P}{A} + \frac{My_o}{I_b} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

5. Gráfica de esfuerzos y determinación de la altura no agrietada de la viga.

La gráfica de los esfuerzos de flexo compresión es la suma de los valores obtenidos en la Figura 3.7 y Figura 3.8 de la cual se obtiene de las cargas que producen esfuerzos de compresión y las cargas que producen los esfuerzos de flexión respectivamente.

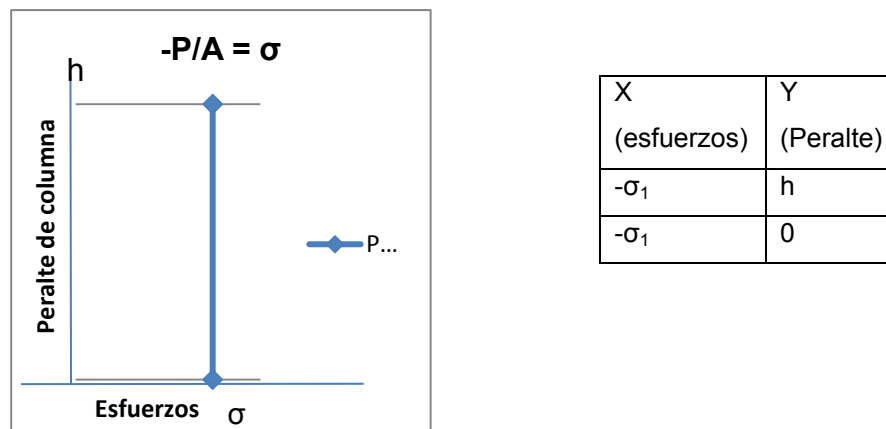
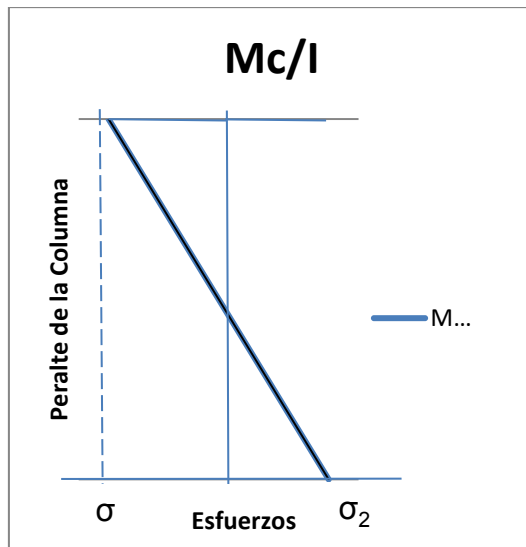
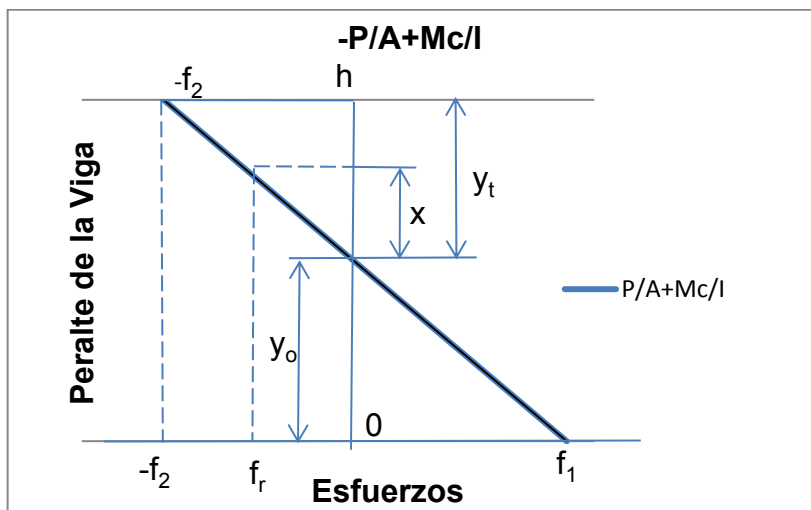


Figura 3.7 Esfuerzos de compresión en columna



X (esfuerzos)	Y (Peralte)
$-\sigma_2$	h
σ_2	0

Figura 3.8 Esfuerzos de flexion en columna



X (esfuerzos)	Y (Peralte)
$-\sigma_1 - \sigma_2 = f_1$	h
$-\sigma_1 + \sigma_2 = f_2$	0

Figura 3.9. Cálculo de altura agrietada ($x+y_o$)

Haciendo una relación de triángulos obtenemos la distancia x que sumada a y_o nos da la peralte de la columna que no se agrieta

$$\frac{x}{f_r} = \frac{y_t}{f_2}$$

Donde se conocen todas las incógnitas y solo despejamos para el valor de x.

$$x = \frac{y_t}{f_2} (f_r)$$

Al sumar $x + y_o$ obtenemos el valor de h_{cr} que es la peralte de la columna agrietada

6. Cálculo de inercia no agrietada y porcentaje de agrietamiento.

$$I_{cr} = \frac{bh_{cr}^3}{12} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

El porcentaje de inercia no agrietada se calcula a partir de la siguiente relación:

$$\%_{ocr} = \frac{I_{cr}}{I_g} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

El valor de $\%_{ocr}$ es usado como referencia para la comparación de los resultados.

3.7.2.2. Inercia no agrietada usando la ecuación 10-8 ACI 08 para columnas.

Como una alternativa a las ecuaciones citadas en el Art 2.10.11.1. del CHOC, el código ACI 08 permite utilizar la siguiente ecuación aproximada alternativa citada para columnas y muros:

$$I = \left[0.8 + 0.25 \frac{A_{st}}{A_g} \right] \left[1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o} \right] I_g \leq 0.875 I_g \quad \text{Ecuación 3.20}$$

En ningún caso el valor de I requerido para miembros a compresión debe ser tomado menor que $0.35 I_g$.

Al sustituir los valores especificados en la Ecuación 3.20 se obtiene el parámetro que ayudara a hacer la comparación de los resultados ver Tablas 4.3 a 4.5

CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANALISIS

4.1 NOTACIÓN

f'_c = resistencia a la compresión especificada para el concreto

f_y = resistencia especificada a la fluencia de refuerzo no preesforzado.

C_t = coeficiente número especificado en CHOC Art. 1.3.5.2.2.

b = Ancho del elemento

A_s = área del refuerzo en tensión

A'_s = área del refuerzo en compresión

r = recubrimiento del concreto según CHOC Art. 2.7.7.1

E_s = área de acero en compresión

n = razón modular (E_s/E_c)

E_s = modelo de elasticidad del acero

E_c = módulo de elasticidad del concreto

σ = esfuerzo producto del momento aplicado

M = momento actuante en carga de servicio

I_b = momento de inercia de la sección no agrietada concreto respecto al eje centroidal considerando el refuerzo.

f_r = Módulo de ruptura del concreto, (28.84 Kg/cm² para $f'_c = 210$ Kg/cm²)

x = altura desde el eje neutro hasta la fibra extrema de la sección no agrietada

I_{cr} = Inercia no agrietada después del análisis elástico

h_{cr} = Altura de la sección después del análisis elástico

b_w = Ancho de la viga

d = Distancia de la fibra en compresión al centro del refuerzo a tensión.

ρ = porcentaje metálico o cuantía metálica $\rho = \frac{A_s}{bd}$

h = Peralte del elemento

I_g = momento de inercia de la sección total de concreto respecto al eje centroidal ignorando el refuerzo.

P = carga axial actuante en condición de servicio.

A = área de la sección de concreto.

y_t = distancia del centro de la sección a la fibra extrema.

y_o = distancia del centro de la sección a la fibra extrema

$\%_{cr}$ = porcentaje de inercia no agrietada para efectos del análisis comparativo.

A_{anillos} = área de los anillos (Tabla 2.D.1)

$\emptyset_{\text{Var } A's}$ = diámetro de las barras en compresión (CHOC Tabla 2.D.1)

$\#_{\text{Barras } A's}$ = cantidad de barras en compresión (CHOC Tabla 2.D.1)

$\emptyset_{\text{Var } A_s}$ = diámetro de las barras en tensión (CHOC Tabla 2.D.1)

$\#_{\text{Barra } A_s}$ = cantidad de barras en tensión (CHOC Tabla 2.D.1)

4.2 CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA POR ANÁLISIS ELÁSTICO PARA VIGAS

Se determina la inercia no agrietada de la viga considerando como carga actuante el momento positivo máximo para la combinación de carga CM+CV+SX

Según el capítulo 3 los datos generales para el desarrollo del problema en cuestión son los siguientes:

Datos:

$$f'_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2030,000.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Art 2.8.5.2. CHOC}$$

$$E_c = 218,819.79 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Art 2.8.5.1 CHOC}$$

$$f_r = 28.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9.28$$

$$A_{\text{nillos}} = 0.95 \text{ cm}$$

$$\emptyset \text{ Var } A's = 1.91 \text{ cm}$$

$$A'_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Barras } A's = 2.00$$

$$\emptyset \text{ Var } A_s = 1.91 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Barra } A_s = 2$$

Propiedades de la Viga

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\text{anillos}} = 0.95 \text{ cm}$$

$$d' = 5.905 \text{ cm}$$

$$d'' = 5.905 \text{ cm}$$

$$d = 54.10 \text{ cm}$$

$$h/2 = 30.00 \text{ cm}$$

1. Cálculo de la inercia gruesa

$$I_g = \frac{(30)(60)^3}{12} = 540,000$$

2. Determinación del centroide de la sección

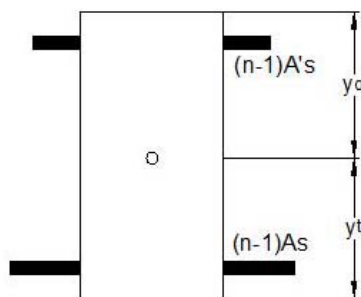


Figura 4.1 Sección transformada de viga

Haciendo momentos con respecto de la base de la viga tenemos:

$$y_t = \frac{(30)(60)\left(\frac{60}{2}\right) + (9.28-1)(5.7)(54.10) + (9.28-1)(5.7)(5.905)}{(30)(60) + (9.28-1)(5.7) + (9.28-1)(5.7)} = 30 \text{ cm}$$

$$y_o = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

3. Cálculo de inercia bruta

Este cálculo toma como base la sección transformada de concreto Figura 3

$$I_b = (30)(60)^3 + (30)(60)x(30 - 60/2)^2 + (9.28 - 1)(5.7)(54.10-30)^2 + (9.28-1)(5.7)(30-54.10)^2 =$$

$$I_b = 594,781.48 \text{ cm}^4$$

4. Cálculo de esfuerzos

Se considera que el comportamiento corresponde al estado elástico.

$$\sigma_1 = -\frac{(833,344)(30)}{594,781.48} = -42.03 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = \frac{(833,344)(30)}{594,781.48} = 42.03 \text{ Kg/cm}^2$$

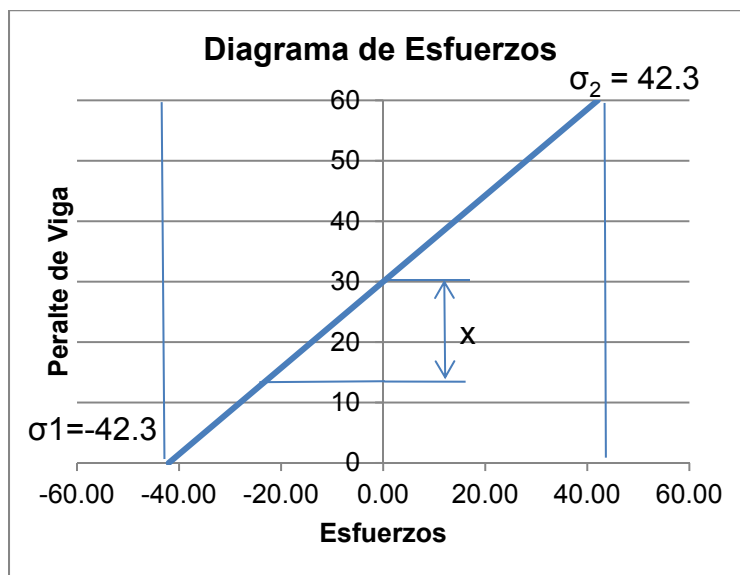


Figura 4.2 Diagrama Esfuerzo Deformación en Vigas

Haciendo una relación de triángulos obtenemos la distancia x que sumada a y_o nos da la altura de la viga que no se agrieta

$$\frac{x}{28.84} = \frac{30}{42.3}$$

Donde se conocen todas las incógnitas y solo despejamos para el valor de x.

$$x = \frac{30}{42.3}(28.84) = 20.58 \text{ cm}$$

Al sumar 20.58 + 30 obtenemos el valor de h_{cr}=50.58cm que es la altura de la viga agrietada

1. Cálculo de inercia no agrietada y porcentaje de agrietamiento.

$$I_{cr} = \frac{(30)(50.58)^3}{12} = 323547.54 \text{ cm}^4$$

El porcentaje de inercia no agrietada se calcula a partir de la siguiente relación:

$$\%_{cr} = \frac{323,547.54}{540,000} = 60\%$$

El valor de %_{cr} es usado como referencia para la comparación de los resultados.

4.3 CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA PARA VIGAS EDIFICIO DE 9 NIVELES UTILIZANDO LA ECUACION 10-8 ACI 318 - 08

DATOS:

$$\rho = 0.00702$$

$$b_w = 30$$

$$d = 54.10$$

$$I_g = 540,000.00$$

$$I_{cr} = 30\%$$

Usando la ecuación 10-9 ACI 08 tenemos:

$$I_{cr}(\%) = (0.1 + 25(0.00702)) \left(1.2 - 0.2 \left(\frac{30}{54.10} \right) \right) = 30\%$$

$$\%_{cr} = 30\%$$

$$I_{cr} = 162,000.00 \text{ cm}^4$$

Tenemos entonces que con el uso de la ecuación 10-9 ACI 08 la inercia no agrietada es 30% de la inercia gruesa

4.4 CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA POR ANÁLISIS ELÁSTICO PARA COLUMNAS

Se determinara la inercia no agrietada de una columna como ejemplo para el resto de los cálculos que se observan en la tabla 4.4 a la 4.6. Para el edificio de 9 niveles se seleccionan las columnas inferiores como área de estudios en las columnas del primer nivel se selecciona la columna que tiene el mayor momento el sentido M_y según los ejes locales del programa STAAD

Según el capítulo III los datos generales para el desarrollo del problema en cuestión son los siguientes:

$$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 269,108.21 \text{ Kg}$$

$$M_u = 2578,124.00 \text{ Kg-cm}$$

$$y_t = 35 \text{ cm}$$

$$y_o = 35 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ requerida} = 49 \text{ cm}^2$$

$$h = 70.00 \text{ cm}$$

$$b = 70.00 \text{ cm}$$

Cantidad barras = 8.00

$$A_s = 51.60 \text{ cm}^2$$

$$I_g = 2000,833.33 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 4,900.00 \text{ cm}^2$$

Refuerzo = 8#9

$$E_s = 2030,000.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 218,819.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9.28$$

$$d'' = 63.62 \text{ cm}$$

$$d' = 6.385 \text{ cm}$$

$$d'' = 35 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{\text{barra \# 9}} = 2.87 \text{ cm}$$

$$A_s \# 9 = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de barras} = 8$$

$$\emptyset_{\text{Anillos}} = 0.95 \text{ cm}$$

Recubrimiento = 4 cm

$$A''s = 19.35 \text{ cm}^2$$

$$A's = 12.90 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19.35 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Barras } A''s = 3$$

$$\# \text{ Barras } Es = 2$$

$$\# \text{ Barras } As = 3$$

1. Cálculo de la inercia gruesa

$$I_g = \frac{(70)(70)^3}{12} = 2000,833.33 \text{ cm}^2$$

2. Determinación del centroide de la sección

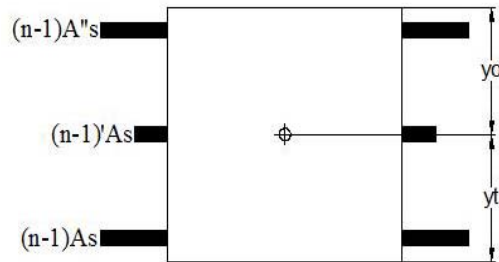


Figura 4.3 Sección Transformada

$$y_t = \frac{(70)(70)\left(\frac{70}{2}\right) + (9.28-1)(19.35)(63.62) + (9.28-1)(19.35)(6.385) + (9.28-1)12.90(35)}{(70)(70) + (9.28-1)(19.35) + (9.28-1)(12.90) + (9.28-1)(19.35)} =$$

$$y_t = 35 \text{ cm}$$

$$y_o = 70 - 35 = 35 \text{ cm}$$

3. Cálculo de inercia bruta

Este cálculo toma como base la sección transformada de concreto Figura 4.3.

$$I_b = \frac{(70)(70)^3}{12} + (8.28)(19.35)(28.62)^2 + (8.28)(19.35)(28.62)^2 + (8.28)(12.90)(0) =$$

$$I_b = 2,263,118.38 \text{ cm}^4$$

4 Cálculo de esfuerzos Flexo compresión

Se considera que el comportamiento corresponde al estado elástico.

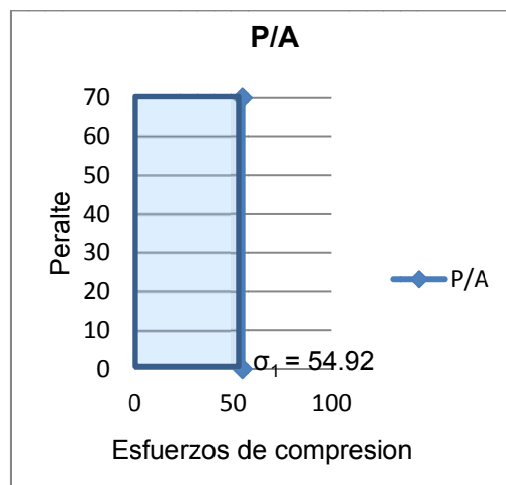
Esfuerzo a compresión

$$\sigma_1 = - \frac{269,108.21}{4,900.00} = -54.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo a flexión

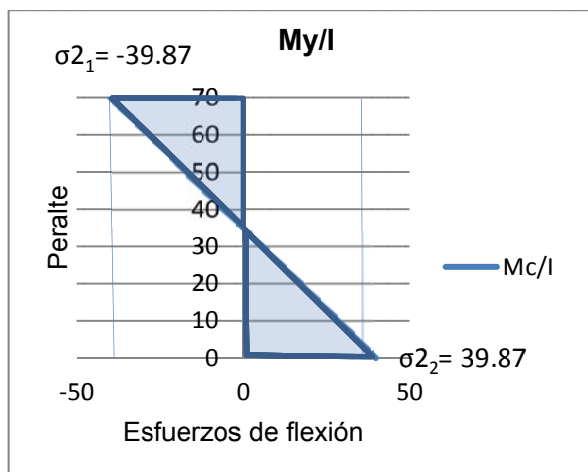
$$\sigma_{2_1} = - \frac{My_t}{I_b} = -39.87 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_{2_2} = + \frac{My_0}{I_b} = 39.87 \text{ Kg/cm}^2$$

5. Gráfica de esfuerzos y determinación de la altura no agrietada de la viga. a gráfica de los esfuerzos de flexo compresión en la suma de los valores de las cargas que los esfuerzos de compresión y las cargas que producen los esfuerzos de flexión respectivamente



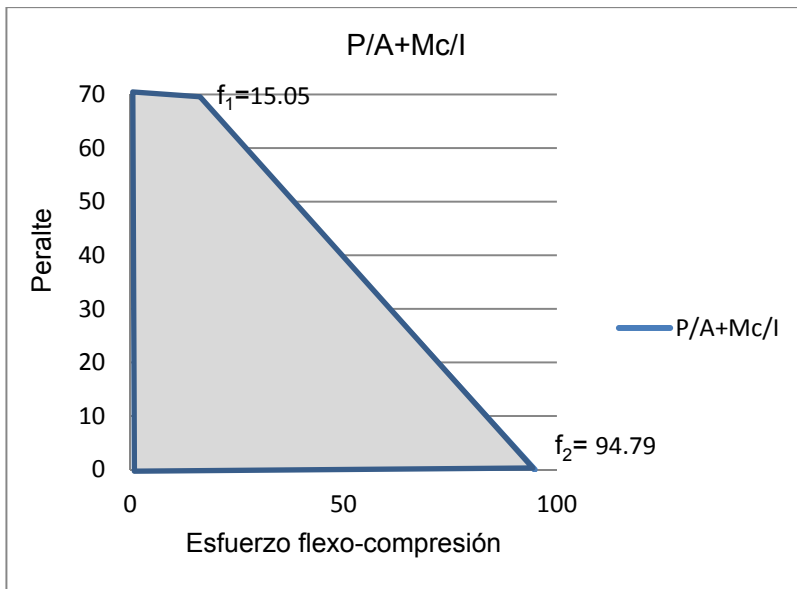
X (esfuerzos) Kg/cm ²	Y (Peralte) cm
-54.92	70
-54.92	0

Figura 4.3 Esfuerzos de compresión en columna



X (esfuerzos) Kg/cm ²	Y (Peralte) cm
-39.87	70
39.87	0

Figura 4.4 Esfuerzos de flexión en columna



X (esfuerzos) Kg/cm ²	Y (Peralte) cm
-15.05	70
-94.79	0

Figura 4.5 Esfuerzos de flexo compresión en columna

De la gráfica anterior podemos observar que la columna se encuentra en compresión pura por lo anterior el valor de la inercia no agrietada corresponde al 100 % de la inercia gruesa por tanto $\%_{cr} = 100\%$

6. Cálculo de inercia no agrietada y porcentaje de agrietamiento.

Del inciso anterior podemos inferir que la inercia no agrietada es igual a la inercia bruta.

$$I_{cr} = \frac{(70)(70)^3}{12} = 2000,833.33\text{cm}^4$$

El porcentaje de inercia no agrietada se calcula a partir de la siguiente relación:

$$\%_{cr} = \frac{I_{gr}}{I_g} = 100\%$$

El valor de $\%_{cr}$ es usado como referencia para la comparación de los resultados.

4.5 CÁLCULO DE INERCIA NO AGRIETADA PARA COLUMNAS EDIFICIO DE 9 NIVELES UTILIZANDO LA ECUACION 10-9 ACI 318 - 08

Datos:

$$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 269,108.21 \text{ Kg}$$

$$M_u = 2578,124.00 \text{ Kg-cm}$$

$$h = 70.00 \text{ cm}$$

$$b = 70.00 \text{ cm}$$

$$\# \text{ Barras} = 8.00$$

$$A_s = 51.60 \text{ cm}^2$$

$$I_g = 2000,833.33 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 4,900.00 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 1091,370.00 \text{ Kg}$$

Usando la ecuación 10-9 ACI 08 tenemos:

$$P_o = (0.85 \times 210 \times 4900) + (4200 \times 51.60) =$$

$$I_{cr} = \left(0.8 + 25 \frac{51.60}{4900} \right) \times \left(1 - \frac{2578,124.00}{269,108.21 \times 70} - 0.5 \frac{269,108.21}{878798.40} \right) I_g = 79\%$$

$$I_{cr} (\%) = 79\%$$

$$I_{cr} = 1573,969.45 \text{ cm}^4$$

Tenemos entonces que con el uso de la ecuación 10-9 ACI 08 la inercia no agrietada es 79% de la inercia gruesa

4.6 TABLAS DE RESULTADOS

TABLA RESUMEN PORCENTAJE DE INERCIA NO AGRIETADA EN VIGAS

COMPARATIVO ESFUERZOS VRS ECUACION 10-8 ACI 318 - 08

Tabla 4.1 Edificio 3 Niveles

Vigas 30cm x 45cm

Combinación	Momento Kg-cm	% ACI 08	% Esfuerzos
CM+CV+SX	624,730.00	35%	44%
CM+CV+SZ	631,722.00	35%	43%
CM+CV-SX	624,730.00	35%	44%
CM+CV-SZ	631,722.00	35%	43%

Tabla 4.2 Edificio 6 Niveles

Vigas 30 cm X 60cm

Combinación	Momento Kg-cm	% ACI 08	% Esfuerzos
CM+CV+SX	928,274.00	30%	53%
CM+CV+SZ	947,310.60	30%	52%
CM+CV-SX	928,273.30	30%	53%
CM+CV-SZ	947,310.60	30%	52%

Tabla 4.3 Edificio 9 Niveles

Vigas 30 cm X 60 cm

Combinación	Momento Kg-cm	% ACI 08	% Esfuerzos
CM+CV+SX	833,344.00	30%	60%
CM+CV+SZ	854,682.00	30%	58%
CM+CV-SX	833,337.00	30%	60%
CM+CV-SZ	854,669.00	30%	58%

TABLA RESUMEN PORCENTAJE DE INERCIA NO AGRIETADA EN COLUMNAS
COMPARATIVO ESFUERZOS VRS ECUACION 10-8 ACI 318 - 08

Tabla 4.4 Edificio 3 Niveles

Sección Columnas 40 cm x 40 cm

Nivel	Combinación	Carga Axial (Kg)	Momento (Kg-m)	ACI (08)	Esfuerzos
Inferior	CM+CV-SZ	70,690.95	1131,634.20	61%	75%
	CM+CV-SX	70,294.88	1080,523.70	63%	74%
Intermedio	CM+CV-SZ	43,271.26	1148,152.90	35%	53%
	CM+CV-SX	43,100.48	1117,313.80	35%	51%
Superior	CM+CV-SZ	16,901.38	994,608.30	35%	42%
	CM+CV-SX	16,853.39	978,403.00	35%	41%

Tabla 4.5 Edificio 6 Niveles

Sección Columnas 50 cm x 50 cm

Nivel	Combinación	Carga Axial (Kg)	Momento (Kg-m)	ACI (08)	Esfuerzos
Inferior	CM+CV-SZ	169,630.63	1547,431.00	70%	100%
	CM+CV-SX	168,250.14	1472,425.00	71%	100%
Intermedio	CM+CV-SZ	107,031.58	1601,639.10	64%	100%
	CM+CV-SX	106,377.04	1548,742.90	65%	100%
Superior	CM+CV-SZ	18,538.96	1432,286.30	35%	51%
	CM+CV-SX	18,483.94	1416,427.60	35%	52%

Tabla 4.6 Edificio 9 Niveles

Sección Columnas 70 cm x 70 cm

Nivel	Combinación	Carga Axial (Kg)	Momento (Kg-m)	ACI (08)	Esfuerzos
Inferior	CM+CV-SZ	269,108.21	2578,124.00	79%	100%
	CM+CV-SX	268,680.36	2367,662.10	80%	100%
Intermedio	CM+CV-SZ	148,154.35	1983,860.60	79%	100%
	CM+CV-SX	147,117.30	1912,743.40	79%	100%
Superior	CM+CV-SZ	19,789.77	1957,248.00	35%	100%
	CM+CV-SX	19,716.81	1933,872.30	35%	100%

4.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El presente estudio se limita a 3 edificios hechos de marcos rígidos de concreto, este se puede mejorar aumentando el número de niveles en los edificios he incluyendo nuevas configuraciones estructurales tomando en cuenta edificios asimétricos acercándose más a la realidad en cuanto a lo que ocurre en la vida real

En base a lo observado en las tablas 4.1 a la 4.6, podemos decir que es determinante la posición del elemento en la estructura, para determinar su porcentaje de agrietamiento, observando que los porcentajes de agrietamiento en las vigas de todos los edificios analizados presentan índices más conservadores que los que el código muestra en la ecuación 10-9, ACI 318 08

En los edificios de 6 y 9 niveles se observa que las columnas que se encuentran en los pisos inferiores no sufren agrietamiento debido a la compresión que existe en estos elementos, ya que los hace más resistentes a la flexión.

El agrietamiento real de las vigas estudiadas para edificios sometidos a cargas laterales resultó menor en todos los casos analizados, que los factores establecidos en el CHOC 2008, validando la primera hipótesis para vigas.

La inercia real no agrietada obtenida en el análisis por esfuerzos en los elementos vigas son mayores que los que el código especifica, siendo el porcentaje de inercia no agrietada un 43.5% en promedio para el edificio de 3 niveles, un 52.5% para el edificio 6 niveles y un 59% para el de 9 niveles cuyos resultados están dentro de lo esperado.

Los porcentajes obtenidos mediante la ecuación 10-9 ACI 318 – 08 (Khuntia M. a., May - June 2004) para miembros a flexión para inercia no agrietada en el edificio de 3 niveles corresponde a un 35%, y un 30% para el de 6 y 9 niveles, para estos últimos dos se observa que el agrietamiento es mayor. Considerando que los valores según la ecuación en mención son producto de una formula empírica y que no considera el momento actuante.

Tomando como base los resultados del análisis elástico en columnas podemos validar el uso del factor 0.75I_g utilizado por el CHOC 2008 debido a que tenemos resultados

mayores a este valor y en el caso del último nivel de todos los edificios el valor de las columnas no agrietadas es mayor que el $0.35l_g$ como lo especifica la ecuación 10_8 ACI 318-08. (Khuntia M. a., May - June 2004) Como valor mínimo aceptado para inercias no agrietadas en columnas.

El resultado de la inercia no agrietada en columnas producto del análisis por esfuerzos en el nivel inferior en los 3 edificios dio como resultado los siguientes porcentajes promedio, para el de 3 niveles 74.5%, para el de 6 y 9 niveles 100%, cuyos resultados están arriba de lo que el código especifica concluyendo que para este nivel es aceptable utilizar el 75% de la inercia gruesa.

En el nivel intermedio los valores son del 52% para el de 3 niveles y 100% para el de 6 y 9 niveles. Lo que nos indica que el valor de carga axial en los 2 últimos edificios aporta mayor resistencia a la flexión en las columnas de este nivel.

En el nivel superior los valores son del 41.5% para el 3 niveles, 51.5% en el de 6 niveles y un 100% para el de 9 niveles, observando que para los edificios de 3 y 6 niveles la influencia del momento es mayor en las columnas debido a que el valor de la carga axial es menor, por tanto en base al código ACI 318 08 se concluye que los valores obtenidos están dentro del parámetro de $0.35l_g$ que es lo mínimo para valores de inercia no agrietada que permite el código ACI 318 08.

Los porcentajes obtenidos mediante la ecuación 10-8, ACI 318-08 para columnas de inercia no agrietada en el nivel inferior para el edificio de 3 niveles corresponde a un 62%, un 70.5% para el edificio de 6 de niveles y un 79.5% en el edificio de 9 niveles. En el nivel intermedio un 35% para el de 3 niveles, 64.5% para el de 6 niveles y un 79% para el de 9 niveles, concluyendo que la ecuación es conservadora aunque incluye las propiedades de la sección y las cargas a las cuales está sometida en su planteamiento podemos concluir que son valores que bien pueden ser considerados como buenos.

Producto del uso de la ecuación 10-08 del ACI 318, para todos los edificios en el nivel superior se obtuvieron resultados que corresponde a lo mínimo que el código exige aquí se puede notar la influencia que tiene el valor de la carga axial en el agrietamientos de los miembros en los niveles superiores.

El predominio del valor de la carga axial comparado con el valor del momento actuante en una columna incrementa la rigidez a flexión para todos los casos estudiados.

El nivel de agrietamiento depende de la posición del elemento en la estructura y del tipo de carga al que está sometido, según los resultados de las tablas 4.1 a 4.6.

El edificio de 9 niveles no sufrió agrietamiento en el primer nivel, caso contrario sucede en el edificio de 3 niveles donde si existe agrietamiento, validando la cuarta hipótesis de esta investigación, véase las tablas 4.4 a la 4.6

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

1. El patrón de agrietamiento de un elemento de concreto armado es variable dependiendo de la posición de este en la estructura.
2. Las expresiones 10-9 y 10-8, ACI 318-08 validan los valores de la inercia no agrietada en vigas y columnas obtenidos en el análisis de esfuerzos.
3. Los valores de inercia no agrietada obtenidos en el análisis de esfuerzos demostraron que la altura es inversamente proporcional al agrietamiento ya que el agrietamiento de las columnas en los edificios de mayor altura es menor que la obtenida en los edificios de menor altura.
4. El nivel de agrietamiento depende de la posición del elemento en la estructura, debido a que conforme aumenta la carga axial que actúa sobre una columna se incrementa la rigidez a flexión de la misma, esto es para las columnas de edificios altos y en las vigas el agrietamiento es menor a medida que se incrementa la altura en el edificio.

5.2 RECOMENDACIONES

Según los resultados producto del análisis para edificios de 9 niveles se recomienda utilizar un valor de inercia no agrietada para columnas en los primeros 5 niveles de $0.85 I_g$ y en el resto de los niveles usar el valor de $0.75 I_g$ como lo especifica el código, lo mismo aplica al edificio de 6 niveles considerando dos valores de inercia no agrietada para columnas, por lo menos hasta la mitad del edificio, tomando en cuenta que los elementos superiores sufren más agrietamiento que los de inferiores.

En el caso de las vigas para edificios de 9 niveles podemos considerar al igual que en las columnas un valor de inercia diferente por lo menos hasta la mitad siendo como

sigue; para los primeros cinco niveles usar 0.35lg y para el resto de los niveles usar un valor de 0.50 lg. Aplicando el mismo criterio para el edificio de 6 niveles.

Ampliar el estudio anterior a edificios más altos, con sistemas estructurales diferentes considerando edificios asimétricos y otras consideraciones que puedan dar una mayor gama de resultados para ser aplicado al Código Hondureño de Construcción, siempre para modelos en 3 dimensiones.

CAPITULO VI. APLICABILIDAD

REVISIÓN DE PARÁMETROS DE INERCIA NO AGRIETADA PARA DIFERENTES CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES, E INCLUSIÓN DE ECUACIONES 10-8 Y 10-9 DEL ACI 318-08 AL CÓDIGO HONDUREÑO DE CONSTRUCCIÓN 08

INTRODUCCIÓN

ALCANCE DE ESTE DOCUMENTO

ESTUDIO DE DIFERENTES CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES PARA DETERMINAR LA INERCIA NO AGRIETADA DE EDIFICIOS DE HASTA VEINTICUATRO (24) NIVELES.

ANÁLISIS ELÁSTICO Y APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES 10-8 Y 10-9 ACI 318-08 PARA EDIFICIOS CON MARCOS RÍGIDOS.

MARCOS CON MURO DE RIGIDEZ.

MARCOS RÍGIDOS CON NÚCLEOS..

MARCOS RÍGIDOS CON CONTRAVIENTOS.

ANÁLISIS ELÁSTICO Y APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES 10-8 Y 10-9 ACI 318-08 PARA DISCONTINUIDADES DE RIGIDEZ EN ELEVACIÓN.

INTERRUPCIÓN DE ELEMENTOS MUY RÍGIDOS.

REDUCCION BRUSCA DE TAMAÑO EN COLUMNAS.

DIFERENCIA DRÁSTICA DE ALTURA DE COLUMNAS .

PLANTA BAJA DEBIL.

CAMBIO DE POSICIÓN DE ELEMENTOS RÍGIDOS.

ANÁLISIS DE RESULTADOS, TABULACION Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

APLICACIÓN DE RESULTADOS AL CÓDIGO HONDUREÑO DE CONSTRUCCIÓN.

6.1 REVISIÓN DE PARÁMETROS DE INERCIA NO AGRIETADA PARA DIFERENTES CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES, E INCLUSIÓN DE ECUACIONES 10-8 Y 10-9 DEL ACI 318-08 AL CÓDIGO HONDUREÑO DE CONSTRUCCIÓN 08.

6.1.1 INTRODUCCIÓN.

El presente documento tiene como objetivo principal revisar los parámetros de inercia no agrietada del CHOC para diferentes configuraciones estructurales por medio de un análisis elástico y a su vez hacer comparativos de estos resultados con las ecuaciones 10-8 y 10-9 del ACI 318 -08 para tener como resultado valores reales de inercias no agrietadas para diferentes configuraciones estructurales y así también poder incluir en el Código Hondureño de Construcción las ecuaciones 10-8 y 10-9 del ACI 318-08

6.1.2 ALCANCE DE ESTE DOCUMENTO.

El alcance de este trabajo es poder determinar el valor real de la inercia no agrietada para diferentes configuraciones estructurales en edificios de hasta veinticuatro (24) niveles y poder con estos valores saber si se pueden incluir en el código Hondureño de Construcción las ecuaciones 10-8 y 10-9 del ACI 318–08 para ser utilizadas como alternativa para cálculos más exactos de inercia no agrietada.

6.2 ESTUDIO DE DIFERENTES CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES PARA DETERMINAR LA INERCIA NO AGRIETADA DE EDIFICIOS DE HASTA VEINTICUATRO (24) NIVELES.

6.2.1 ANÁLISIS ELÁSTICO Y APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES 10-8 Y 10-9 ACI 318-08 PARA EDIFICIOS CON MARCOS RÍGIDOS :

Se deberán crear 3 modelos en computador para cada diferente configuración estructural ver incisos 6.2.1.1, 6.2.1.2 y 6.2.1.3, tomando como la principal carga las solicitaciones sísmicas, definiendo tres lugares de análisis que serán primer nivel , nivel intermedio y nivel superior, para luego con los elementos más esforzados hacer un análisis elástico para seis (6), doce (12) y veinticuatro (24) niveles, a estos mismos

elementos se les aplican las ecuaciones 10-8 y 10-9 para luego ser tabulados y analizar sus resultados.

En estas estructuras la interacción entre dos sistemas básicos produce una distribución de las cargas laterales que es compleja y variable con el número de pisos, pero que da lugar a incrementos sustanciales de la rigidez y resistencia con respecto a la estructura a base de marcos.

6.2.1.1 MARCOS CON RÍGIDOS MURO DE RIGIDEZ.

6.2.1.2 MARCOS RÍGIDOS CON NUCLEOS.

6.2.1.3 MARCOS RÍGIDOS CON CONTRAVIENTOS.

6.2.2 ANÁLISIS ELÁSTICO Y APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES 10-8 Y 10-9 ACI 318-08 PARA DISCONTINUIDADES DE RIGIDEZ EN ELEVACIÓN.

Se deberán crear 3 modelos en computador para cada diferente configuración estructural según incisos 6.2.2.1, 6.2.2.2, 6.2.2.3, 6.2.2.4 y 6.2.2.5 tomando como la principal carga las solicitaciones sísmicas, definiendo tres lugares de análisis que serán primer nivel , nivel intermedio y nivel superior para luego con los elementos más esforzados hacer una análisis elástico para seis (6), doce (12) y veinticuatro (24) niveles a estos mismos elementos se les aplicada las ecuaciones 10-8 y 10-9 para luego ser tabulados y analizar sus resultados,

6.2.2.1 INTERRUPCIÓN DE ELEMENTOS MUY RÍGIDOS. A partir de cierta altura produce una concentración de solicitaciones en el piso inmediatamente superior a la interrupción; es deseable una disminución más gradual.

6.2.2.2 REDUCCIÓN BRUSCA DE TAMAÑO EN COLUMNAS. Cuando la sección de las columnas se reduce drásticamente es los pisos superiores.

6.2.2.3 DIFERENCIA DRÁSTICA DE ALTURA DE COLUMNAS. Y cuando la altura del entrepiso varía significativamente entre uno y otro nivel.

6.2.2.4 PLANTA BAJA DEBIL. La causa más frecuente de irregularidad en elevación del sistema estructural .por las necesidades de su uso, en la planta baja de edificios se requiere frecuentemente grandes espacios libres, por lo que se opta por eliminar en ese nivel los muros de rigidez y de relleno y los contravientos.

6.2.2.5 CAMBIO DE POSICIÓN DE ELEMENTOS RÍGIDOS. Corresponde a discontinuidad en la posición de los elementos rigidizantes, la cual requiere, para su correcto funcionamiento, la transmisión de fuerzas elevadas en la losa, las vigas y las columnas.

6.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS, TABULACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

Una vez hechos todos los cálculos, se procederá a tabular los resultados y hacer comparaciones tomado en cuenta los siguientes criterios

1. Se debe de obtener tendencias de los valores de inercia no agrietada para las vigas columnas y losas
2. Validar por medio de las expresiones 10-9 y 10-8, ACI 318-08 los valores de la inercia agrietada en vigas, columnas y losas obtenidos en el análisis de esfuerzos.
3. Realizar un comparativo de los valores teóricos y los valores reales de inercia no agrietada cada una de las muestras y cada una de las configuraciones estructurales edificios de concreto armado.
4. Establecer en que zonas del edificio se producen los mayores agrietamientos.
5. Que influencia tiene la altura en el agrietamiento de los elementos estructurales.

6.4 APLICACIÓN DE RESULTADOS AL CODIGO HONDUREÑO DE CONSTRUCCIÓN.

Al final se obtendrá valores inercia no agrietada muy cercana al comportamiento real de las estructuras y lo que es mejor considerando todas las posibles configuraciones que se puedan tomar en cuenta.

Al final se debe de tener como conclusión dos puntos que son los más importantes:

1. La aplicación de las ecuaciones 10-8 y 10-9 al actual Código Hondureño de Construcción.

2. Cuál es el comportamiento real de la inercia a lo largo de toda la estructura para todas y cada una de las diferentes configuraciones estructurales expuesta en este documento.

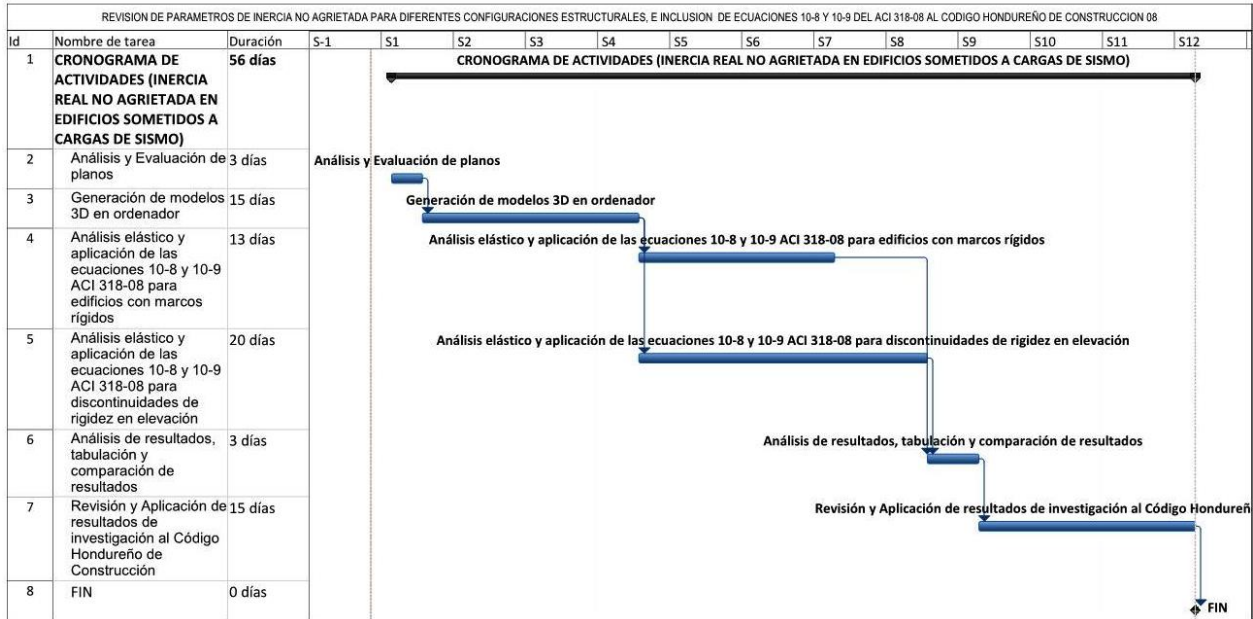


Figura 6.1 Cronograma de actividades

BIBLIOGRAFÍA

- Codigo Hondureño de Construccion.* (2008). Tegucigalpa, Honduras: Impresos Basicos Vasquez, S. de R.L.
- 318, A. c. (Junio 2008). *Building Codo Requerements for Structural Concrete (ACI 318 08) and comentary.*
- Acosta, A. A., Gallegos, M. d., Vega, D. V., Jiménez, J. R., Madrid, M. M., & Noval, A. M. (2002). Cambios en la Rigidez y Resistencia a la Flexion de Vigas de Concreto Dañadas por Corrosion del Refuerzo. *Publicación Técnica No. 204.* Sanfandila, Qro.
- Bazan/Meli. (2001). *Diseño Sismico de Edificios.* Mexico D.F.: Editorial LIMUSA S.A. de C.V.
- Cuevas, O. M. (2005). *Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado.* Mexico D.F.: Noriega Editores.
- Durón, S. A. (Agosto de 2009). Fisuración en el Concreto. *Influencia de la Fisuración sobre la Rigidez en Marcos de Concreto Armado.* Guatemala, Guatemala.
- González, J. C. (2012). Ajuste y Fiabilidad en la Evaluación de Modelos em Ingeniería Estructural. *Máster en Ingeniería de las Estructuras, Cimentaciones y Materiales.* Madrid, España.
- Harmesen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado .* Lima , Perú: Fondo Editorial .
- Insúa, L. E. (Enero de 2004). Control de la Deriva en las Normas de Diseño Sismoresistente. *Pontificia Universidad Católica del Perú.* Perú.
- J.C. McCORMAC, R. B. (Octubre 2011). *Diseño de Concreto Reforzado.* (G. E. C.V., Ed.) Mexico D.F.: Alfa Omega.
- Khuntia, M. a. (May - June 2004). Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams : Analytical Approach. *ACI Structural Journal*, V. 101 N° 3, 351-363.
- Khuntia, M. a. (May - June 2004). Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification. *ACI Structural Journal* , V 101 N° 3 , 364-374.

- Martinez, H. C. (Octubre de 2004). Análisis de Edificios a Base de Marcos Rígidos de Concreto Reforzado en Zonas Sísmicas . *Tesis Instituto Politécnico Nacional Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura* . Mexico D.F.
- Matos, P. E. (2006). Propuesta de Rigidez Efectiva de Elementos de Concreto para el Análisis de Marcos Sujetos a Cargas Laterales. *Universidad Nacional Autónoma de Mexico, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería*. Mexico D.F., Mexico.
- Morales, R. (2006). *Diseño de Concreto Armado Concordado ACI 318*. Lima, Peru: Fonas Editorial ICG.
- Nawy, E. G. (1988). *Concreto Reforzado*. Mexico: PRENTICE-HALL HISPANOAMERICA, S.A.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Santa Fe de Bogota, Colombia: Mc graw Hill Interamericana S.A.
- Oviedo, J. A. (2012). Influencia de la Rigidez de Piso de Pórticos de Concreto Reforzado con Disipadores Histeréticos Proporcionales Sobre la Respuesta Sísmica. *Revista EIA*.
- Pozo, J. P., & Namuche, M. B. (s.f.). Rigidez Efectiva de los Elementos de Concreto Armado.
- Román, G. A. (Abril de 2009). Fisuración por Retracción en Hormigones: Influencia del Tipo de Cemento. *Universidad de Chile*. Santiago de Chile, Chile.
- Ruiz, M. F. (2005). Influencia de la armadura transversal. *Hormigón y Acero no 236*, 35-42.
- Silva, M. G. (2006). El concreto y los Terremotos. Cartajenas de Indias, Colombia.
- Torre M., J. (2010). Curso de Comportamiento del Concreto. Tegucigalpa.