

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**“REVISIÓN DE DOS CONDICIONES DE
DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO REFORZADO”**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
-ESTRUCTURAS-**

**PRESENTA:
JOSÉ JAIME ORTIZ PULIDO**

**DIRECTOR:
DR. OSCAR LÓPEZ BÁTIZ**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Dedicatoria:

A la memoria de mis padres
Rafael y Ma. de los Ángeles

A mi esposa María Luisa

A mis hijos Jaime, Rafael y Mariana

A mis hermanos
Sergio, Lucila, Eva Margarita y
Ma. de los Ángeles

Agradecimientos:

A la Universidad Nacional Autónoma de México

A la Facultad de Ingeniería

Al Dr. Oscar López Bátiz
por su valiosa dirección

Al Dr. Gustavo Ayala Millán
por su apreciada orientación y apoyo

Al Jurado

Presidente: Dr. Gustavo Ayala Millán

Vocal: Dr. Oscar López Bátiz

Secretario: Dr. Juventino Carlos Reyes Salinas

Suplente: M en I. Raúl Jean Perrilliat

Suplente: M en I. Octavio García Domínguez

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

REVISIÓN DE DOS CONDICIONES DE DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Contenido.-

1.- Introducción y Objetivos.....	1
2.- Antecedentes.....	5
2.1.- Criterios de Diseño Actuales.	
2.2.- Disposiciones Reglamentarias para el proceso de diseño.	
2.2.1.- Requisitos Generales.	
2.2.2.- Requisitos Complementarios.	
2.2.3.- Disposiciones para Esfuerzos Axiales.	
2.2.4.- Disposiciones para Esfuerzos de Tensión Diagonal.	
2.2.4a.- Fuerza cortante resistente del concreto.	
2.2.4b.- Fuerza cortante resistente del refuerzo en el alma.	
3.- Procedimiento de diseño de marcos resistente a momento.....	15
3.1.- Dimensionamiento de una sección sujeta a esfuerzos axiales y flexión.	
3.2.- Gráfica momento – curvatura de una sección sujeta a esfuerzos axiales.	
3.3.- Dimensionamiento de una sección sujeta a esfuerzos de corte de acuerdo con el RCDF.	
3.4.- Diseño por capacidad de una sección sujeta a flexión y corte.	
3.4.1.- Obtención de la curvatura y rotación en un elemento estructural.	
3.4.2.- Dimensionamiento de un elemento estructural sujeto a cortante.	
3.4.2a.- Mecanismo arco - armadura.	
4.- Niveles de demanda esperada según el diseño y niveles de demanda real.....	32
4.1.- Niveles de demanda de rotación analizados.	
4.2.- Comparativa de niveles de demanda de rotación de trabes.	
4.3.- Comparativa de niveles de demanda de rotación de columnas.	
5.- Conclusiones y Recomendaciones.....	48
5.1.- Índice de refuerzo transversal $p_w \cdot f_{yw}$ y rotaciones.	
5.2.- Ductilidades obtenidas.	
5.3.- Recomendaciones.	
5.4.- Observaciones.	

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.-

El estado del arte en el diseño sísmico actual, en la mayoría de los reglamentos de construcción en los países más avanzados en diseño sismorresistente, contempla la utilización de procedimientos tales como del *Diseño por Desempeño* que tiene como objetivo el hacer más transparente para el diseñador los parámetros significativos en el diseño sismorresistente con la finalidad de lograr estructuras que tengan un comportamiento más predecible ante sismos de gran intensidad. En la actualidad, en el Reglamento de Construcciones en México, esos parámetros se traducen en un conjunto de recomendaciones que se aplican en el análisis, detallado y dimensionado de los elementos que conforman una estructura que no permiten ver al diseñador los criterios de aplicación y prever los resultados futuros del comportamiento de la estructura.

En el Comité Visión 2000, SEAOC 1995, se define el Diseño por Desempeño de la siguiente forma: *“la selección de los criterios de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados; el dimensionado y detallado de una estructura así como de sus elementos no estructurales y contenido; y la garantía y el control de calidad durante la construcción y el mantenimiento a largo plazo, de manera que a niveles especificados de movimiento del terreno y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límite u otros estados de utilidad”*.

Estableciendo que: *“El diseño por desempeño busca controlar los niveles de daño que un edificio podría sufrir cuando se le sujeta al espectro completo de sismos que pueden ocurrir en el sitio de la construcción. Para permitir la aplicación práctica de este enfoque, es necesario escoger una serie de eventos sísmicos discretos de entre este espectro completo. Estos eventos sísmicos discretos se nombran niveles sísmicos de diseño. Aunque son útiles para propósitos de diseño, el edificio puede verse sujeto o no al sismo exacto que represente un nivel sísmico de diseño particular”*.

Y definiendo como: *“Un nivel de desempeño es una expresión del máximo daño permisible en un edificio, dado que un nivel sísmico de diseño específico lo afecta. El estado de los elementos estructurales, elementos no estructurales y el contenido debe considerarse en los niveles de desempeño. Los niveles de desempeño deben expresarse en términos cualitativos, que tengan significado para el público en general, y en términos técnicos, útiles para el diseño y la evaluación ingenieril”* (Terán-Gilmore 1996).

En el Reglamento de Construcciones de Nueva Zelanda NES Code (NES 3101-1995) se incorpora el *Diseño por Capacidad*, entendido éste como: *“distinguir elementos del sistema resistente a cargas laterales, los cuales son diseñados y detallados para disipar energía por medio de deformaciones inelásticas que pueden producirse bajo acciones sísmicas severas. Las regiones o secciones críticas son las articulaciones plásticas que se presentan en trabes, columnas, muros o contratraves”*. Se puede también mencionar como principio que, el diseño por capacidad proporciona a las diferentes partes de la estructura resistencias tales que hagan que en conjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible ante acciones sísmicas.

Se entiende por Ductilidad la capacidad de una estructura, en su conjunto o localmente en las secciones de los elementos que la forman, para disipar por medio de un comportamiento inelástico la energía inducida a la estructura por acciones sísmicas severas sin llegar al colapso. En una sección determinada su ductilidad local se puede medir con el cociente de dividir la rotación debida a algún elemento mecánico, por ejemplo fuerza cortante, entre la rotación alcanzada por la sección al producirse la fluencia por flexión, ya que la disipación de energía debida a deformaciones inelásticas producidas por flexión sin llegar al colapso es mayor que la debida a la producida por fuerza cortante.

El concepto de Diseño por Capacidad de un elemento de una estructura se puede describir a grandes rangos mencionando los pasos a seguir, siendo estos:

- Diseñar cada una de las partes de la estructura siguiendo los lineamientos de un reglamento de construcciones.
- Encontrar los diferentes modos de falla del elemento de la estructura en estudio (flexión, compresión, tensión, flexocompresión, cortante, torsión, adherencia, deformación, etc.)
- Definir aquel modo de falla que proporcione la mayor disipación de energía (p. Ej.: flexión).
- Obtener el elemento mecánico resistente del modo de falla escogido como el que disipa mayor energía (que puede ser diferente que el elemento mecánico actuante p. Ej. por el redondeo obligado al escoger el número de varillas de un determinado diámetro para cumplir con el área de acero obtenida en el primer paso).
- Escalar los demás elementos mecánicos por un factor de seguridad (ductilidad) escogido y revisar que el elemento en estudio sea capaz de soportar estos elementos mecánicos escalados.

De esta manera se garantiza que en el caso de que se sobrepasen las acciones para las que fue diseñada la estructura y cada uno de los elementos que la forman, el elemento en estudio rebasará su intervalo de comportamiento lineal sin que se produzca el colapso permitiendo una mayor disipación de energía por medio de una gran deformación.

Estos dos criterios de Diseño Sísmico de Estructuras son los que prevalecen en las tendencias hacia la modernización de los reglamentos de construcciones en las naciones más avanzadas en el diseño sismorresistente y se puede considerar que tienen los mismos objetivos, esto es, evitar el colapso de las estructuras sujetas a un sismo excepcionalmente severo o evitar cualquier tipo de daños cuando el sismo que se presente sea aquel cuya probabilidad de que se presente durante la vida de la estructura sea importante.

Los objetivos planteados anteriormente pueden resumirse en términos de los siguientes Estados Límite:

Estado Límite	Intensidad Sísmica	Periodo de retorno (años)	Deformaciones Estructurales	Daño en elementos	
				No Estructurales	Estructurales
Servicio	Moderada	20-30	Elásticas	No	No
Integridad Estructural	Severa	50-100	Inelásticas ligeras	Si	Menores
Supervivencia	Extraordinaria	500-1000	Inelásticas sin colapso	Importante	Significativo

Dentro de una gran gama de objetivos o criterios de desempeño que se pueden considerar importantes en el Diseño Sismorresistente, en este trabajo se analiza el dimensionamiento del refuerzo transversal en trabes y columnas de marcos sujetos tanto a cargas permanentes como a accidentales comparando las recomendaciones que se presentan en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal tanto para marcos comunes como para marcos dúctiles y en el Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural (ACI 318-95) usando, entre otros criterios, el de la armadura moderna cuyas ecuaciones son aceptadas desde 1990 en el manual de construcciones japonés “Japanese Design Guidelines”.

En este manual japonés se establecen las capacidades de deformación aceptadas para los elementos estructurales dúctiles y no dúctiles y que a continuación se presentan:

- (i) Vigas conectadas a muros de cortante: $1/40$ rad.
- (ii) otras vigas: $1/50$ rad.
- (iii) columnas: $1/67$ rad.
- (iv) muros de cortante: $1/75$ rad.

y se dan las fórmulas para revisar la ductilidad de una sección con las cuales se puede, dadas las fuerzas cortantes actuando en un elemento estructural, obtener el refuerzo transversal necesario para cumplir con una determinada rotación plástica en una articulación o viceversa, dada una rotación plástica deseada y un refuerzo transversal determinado conocer la fuerza cortante capaz de soportar.

Con lo anteriormente señalado se logra prevenir la presentación de una falla de cortante, que es una falla frágil, antes de que la sección permita una determinada rotación preestablecida definida al escoger una ductilidad deseada, siendo esta ductilidad un “estado límite”.

OBJETIVOS.-

El objetivo que nos ocupa en este trabajo es poder revisar dos condiciones de desempeño de trabes y columnas de marcos de un edificio de concreto reforzado, siendo éstas la rotación que se produce en una sección del elemento estructural al presentarse la fluencia por flexión y la rotación que es capaz de soportar dicha sección de acuerdo al refuerzo transversal que se le proporcione. De esta manera se determina el factor de ductilidad de la sección que es el cociente de la rotación que puede desarrollar la sección post fluencia con el refuerzo transversal proporcionado y la rotación presentada a la fluencia por flexión del refuerzo longitudinal.

Se seleccionó el edificio mencionado en el capítulo 3 y después de dimensionar por flexión y cortante cuatro trabes y tres columnas en todos sus niveles y con las cuatro consideraciones indicadas de los dos reglamentos se obtuvieron el Momento de Agrietamiento, el Momento de Fluencia y la Rotación y Curvatura con la finalidad de obtener la gráfica Momento – Curvatura de las secciones en estudio de los elementos mencionados. Con el dimensionamiento por cortante obtenido se calculó y graficó el índice de refuerzo por cortante, multiplicando el porcentaje de refuerzo transversal por el esfuerzo de fluencia del acero utilizado para el mismo refuerzo transversal $p_w \cdot f_{yw}$. Utilizando el método de la armadura moderna y de acuerdo con la formulación del artículo de Ichinose (1992) se calculó el refuerzo transversal necesario para soportar una rotación plástica postfluencia de 0.02 (1/50), 0.01 (1/100) y 0 radianes para posteriormente compararlo con los obtenidos con los reglamentarios; de acuerdo con el procedimiento del artículo de Ichinose también se calcularon las rotaciones plásticas capaces de resistir con los refuerzos transversales obtenidos con los diferentes reglamentos estudiados. Con las rotaciones plásticas obtenidas que resisten los cuatro refuerzos reglamentarios y las tres condiciones de rotaciones plásticas postfluencia se obtuvo la gráfica Cortante – Rotación con la cual se puede observar la ductilidad que se puede desarrollar para cada una de las condiciones señaladas.

Con los resultados obtenidos señalados anteriormente se presenta una serie de conclusiones para cada uno de los refuerzos transversales obtenidos con las cuatro condiciones reglamentarias presentadas, entre las que se pueden destacar la Rotación y la Ductilidad que se pueden obtener con dichos refuerzos, así como los índices de refuerzo transversal $p_w \cdot f_{yw}$, con lo cual se tiene un panorama de la magnitud de los resultados que arrojan los reglamentos en estudio, así como de las diferencias de resultados cuando se contemplan estructuras a base de marcos comunes o dúctiles.

2.- ANTECEDENTES.-

2.1.- Criterios de Diseño Actuales.

En la mayoría de los reglamentos de construcción en los países con mayor avance tecnológico, como el Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural ACI 318-95 y, en particular, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) en su Título Sexto, se establece que toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse cumpliendo dos requisitos básicos:

I.- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo *estado límite de falla* posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y

II.- No rebasar ningún *estado límite de servicio* ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

El Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural ACI 318-95 (ACI) del “*American Concrete Institute*” de los Estados Unidos y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) 1996 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal tienen las mismas bases para el dimensionamiento de los elementos que conforman una estructura de concreto. En este capítulo se comparan las disposiciones básicas para dar cumplimiento con los *estados límite de falla* presentados en dichos reglamentos en el dimensionamiento de trabes y columnas sujetas a flexión, cortante y flexocompresión presentando las normas del ACI y NTCC para marcos comunes y para marcos dúctiles. Eventualmente se presentan consideraciones del “*Uniform Building Code*” UBC, también de los Estados Unidos.

El objetivo de la siguiente presentación no es el de comparar los dos reglamentos, ACI y RCDF con sus NTCC, sino solamente mostrar la similitud de las bases y criterios, con sus particulares enfoques, dependiendo de las características propias de cada uno de estos reglamentos y tener un panorama de la diferencia de resultados para cada condición.

Se presentan a continuación las secciones de los capítulos usados más adelante, mostrando los requisitos para el dimensionamiento y detallado de elementos estructurales y sus conexiones, apareciendo el número de fórmula o de sección con la nomenclatura del reglamento correspondiente:

RCDF capítulo 2: Revisión de los Estados Límite.

RCDF capítulo 3: Requisitos Complementarios.

RCDF capítulo 4: Requisitos para elementos que forman *marcos comunes*.

RCDF capítulo 5: Requisitos para elementos que forman *marcos dúctiles*.

ACI capítulo 7: Detalles del acero de refuerzo.

ACI capítulo 8: Consideraciones generales para análisis y diseño.

ACI capítulo 10: Cargas axiales y de flexión.

ACI capítulo 11: Consideraciones generales para esfuerzo cortante y torsión.

ACI capítulo 17: Consideraciones generales para elementos sujetos a flexión.

ACI capítulo 21: Disposiciones especiales para el diseño sísmico (Marcos Dúctiles).

Tabla 2.1

RCDF y NTCC marcos comunes	RCDF y NTCC marcos dúctiles	UBC
Factor de comportamiento sísmico Q : $Q \leq 2$	Factor de comportamiento sísmico Q : 5.1 $Q = 3 \text{ ó } 4$	Factor de comportamiento sísmico Q tomado del UBC <i>Tabla 16-N: $Q = \text{variable}$</i>
Concreto $f'c$: $f'c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$	Concreto $f'c$: 5.1 $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$	Concreto $f'c$: 21.2.4 $f'c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo f_y : $f_y \leq 4,200 \text{ kg/cm}^2$	Acero de refuerzo f_y : 5.1 $f_y \leq 4,200 \text{ kg/cm}^2$	Acero de refuerzo f_y : 21.2.4 $f_y \leq 4,200 \text{ kg/cm}^2$

2.2.2.- Requisitos Complementarios.-

En los reglamentos ya citados se proporcionan algunos requisitos que necesitan cumplir los elementos estructurales que se estudian en este trabajo, trabes y columnas, para que sea posible la aplicación de las disposiciones que en ellos aparecen y se señalan, entre otros, los siguientes:

Requisitos complementarios. Trabes Tabla 2.2

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
El claro libre L : 2.1.2e $L/d \geq 2 \text{ ó } 2.5$	El claro libre L : 5.2.1 $L/d \geq 4$	El claro libre L : 21.3.1.2 $L/d \geq 4$
relación ÷ sep. de apoyos L y ancho de viga b : 4.1.2 $L/b \leq 30$	relación ÷ sep. de apoyos L y ancho de viga b : 5.2.1 $L/b \leq 35$	relación ÷ sep. de apoyos L y ancho de viga b : 10.4.1 $L/b \leq 50$
relación ÷ peralte H y ancho de viga b : <i>no específica</i>	relación ÷ peralte H y ancho de viga b : 5.2.1 $H/b \leq 3$	relación ÷ peralte H y ancho de viga b : 21.3.1.3 $H/b \leq 3.33$
relación ÷ anchos de viga b y de columna c : <i>no específica</i>	relación ÷ anchos de viga b y de columna c : 5.2.1 $b \geq 25$; $b \leq c$	relación ÷ anchos de viga b y de columna c : 21.3.1.4 $b \geq 25$; $b \leq c$
separación ÷ eje de viga e y eje de columna c : <i>no específica</i>	separación ÷ eje de viga e y eje de columna c : 5.2.1 $e/c \leq 0.1$	separación ÷ eje de viga e y eje de columna c : <i>no específica</i>

Requisitos complementarios. Columnas Tabla 2.3

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
dimensión transversal mínima de columna c : 4.2.1 $c1 \text{ ó } c2 \geq 20 \text{ cm}$	dimensión transversal mínima de columna c : 5.3.1 $c1 \text{ ó } c2 \geq 30 \text{ cm}$	dimensión transversal mínima de columna c : 21.4.1.1 $c1 \text{ ó } c2 \geq 30 \text{ cm}$
El área de la columna será: <i>no específica</i>	El área de la columna será: 5.3.1 $A_g \geq Pu / 0.5f'c$	El área de la columna será: <i>no específica</i>
relación ÷ ancho menor $c2$ y mayor $c1$ de columnas: 4.2.1 $c2/c1 \geq 0.25$	relación ÷ ancho menor $c2$ y mayor $c1$ de columnas: 5.3.1 $c2/c1 \geq 0.4$	relación ÷ ancho menor $c2$ y mayor $c1$ de columnas: 21.4.1.2 $c2/c1 \geq 0.4$

relación ÷ altura libre L y menor dimensión c_2 de cols: <i>no especifica</i>	relación ÷ altura libre L y menor dimensión c_2 de cols: 5.3.1 $L / c_2 \leq 15$	relación ÷ altura libre KLu y radio menor r de cols: 10.12.2 $Klu/r \leq 34-12(M1/M2)$
--	--	---

2.2.3.- Disposiciones para Esfuerzos Axiales.-

Para la determinación de las resistencias de secciones de elementos sujetas a esfuerzos axiales (flexión, carga axial o una combinación de ambas), que provocan deformaciones longitudinales, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y en el Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural del American Concrete Institute (ACI) se establecen las siguientes hipótesis:

Tabla 2.4

NTCC marcos comunes y dúctiles	ACI
2.1.1 La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;	10.2 Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;	Se supone está contenida en la hipótesis anterior.
El concreto no resiste esfuerzos de tensión;	La resistencia a la tensión del concreto no se deberá considerar en los cálculos de concreto reforzado sujeto a flexión y carga axial.
La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003	La máxima deformación utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto se supondrá igual a 0.003
La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme, f''_c , se tomará de la siguiente manera: $f''_c = (1.05 - f'_c/1250) f'_c \leq 0.85 f'_c$ donde: $f'_c = 0.8 f''_c$	La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el concreto y su deformación se puede suponer que es rectangular. Se supondrá un esfuerzo en el concreto uniformemente distribuido igual a $0.85 f'_c$ en una zona de compresión equivalente, que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra de deformación máxima de compresión. La distancia c desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje. El factor β_1 será tal que: $0.65 \leq (1.05 - f'_c/1400) \leq 0.85$

El diagrama esfuerzo deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque sea torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo al esfuerzo de fluencia del acero, f_y	El esfuerzo en el acero de refuerzo inferior a la resistencia especificada a la fluencia f_y , para el grado de acero usado, debe tomarse como E_s veces la deformación del acero. Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo en el refuerzo se considerará independiente a la deformación, e igual a f_y .
--	--

La resistencia determinada con estas hipótesis multiplicada por el factor de resistencia correspondiente, F_R para la NTCC y ϕ para ACI, da la resistencia de diseño.

Refuerzo longitudinal. Trabes: Tabla 2.5

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
Porcentaje mínimo en cada lecho de tabes p_{\min} : 2.1.2 ^a $p_{\min} \geq 0.7(f'c)^{0.5}/f_y$	Porcentaje mínimo en cada lecho de tabes p_{\min} : 5.2.2 $p_{\min} \geq 0.7(f'c)^{0.5}/f_y$ 5.2.2 $p_{\min} \geq 2$ vars. Núm. 4	Porcentaje mínimo en cada lecho de tabes p_{\min} : 21.3.2.1 $p_{\min} \geq 0.7(f'c)^{0.5}/f_y$ $p_{\min} \geq 14 b_w d / f_y$
Porcentaje máximo de trabes: 2.1.2b $p_{\max} \leq 0.75 p_{\text{balanc.}}$	Porcentaje máximo de tabes: 5.2.2 $p_{\max} \geq 0.75 p_{\text{balanc.}}$	Porcentaje máximo de tabes: 10.3.3 $p_{\max} \geq 0.75 p_{\text{balanc.}}$
Momento resist. + en la unión c/nudo: <i>no especifica</i>	Momento resist. + en la unión c/nudo: 5.2.2 $M_{R+} \geq M_R / 2$	Momento resist. + en la unión c/nudo: 21.3.2.2 $M_{R+} \geq M_R / 2$
M_{R+} y M_R a lo largo del miembro: <i>no especifica</i>	M_{R+} y M_R a lo largo del miembro: 5.2.2 $M_{R+} M_R \geq M_{R \text{ extremo}} / 4$	M_{R+} y M_R a lo largo del miembro: 21.3.2.2 $M_{R+} M_R \geq M_{R \text{ extremo}} / 4$
Traslapes: 3.1.1. L_{db}	No se permiten traslapes: 5.2.2 <i>dentro de los nudos</i>	No se permiten traslapes: 21.3.2.3 <i>dentro de los nudos</i>
Traslapes: 3.1.1. L_{db}	No se permiten traslapes: 5.2.2 <i>a 2h del paño del nudo</i>	No se permiten traslapes: 21.3.2.3 <i>a 2h del paño del nudo</i>
Traslapes: 3.1.1. L_{db}	No se permiten traslapes: 5.2.2 <i>a 2h de articul. plástic.</i>	No se permiten traslapes: 21.3.2.3 <i>a 2h de articul. plást.</i>
en otros casos se suministrará estribos: <i>no especifica</i>	en otros casos se suministrará estribos: 5.2.2 $s_{\text{estribos}} \leq 0.25d \leq 10 \text{ cm}$	en otros casos se suministrará estribos: 21.3.2.3 $s_{\text{estribos}} \leq 0.25d \leq 10 \text{ cm}$
Número de vars. máximo. en paquete: <i>no especifica</i>	Número de vars. máximo. en paquete: 5.2.2 <i>dos</i>	Número de vars. máximo. en paquete: 7.6.6.1 <i>cuatro</i>
Uniones de barras: 3.9 <i>en barras alternadas y 60 cm distantes entre si</i>	Uniones de barras: 5.2.2 <i>en barras alternadas y 60 cm distantes entre si</i>	Uniones de barras: 7.6.6.1 <i>en barras alternadas y 60 cm distantes entre si</i>

Requisitos para Columnas:**Tabla 2.6**

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
Incremento Fuerza axial sismo: <i>no especifica</i>	Incremento Fuerza axial sismo: 5.3 y 5.3.2 $P_{sismo} = 1.7P_{cálculo}$	Incremento Fuerza axial sismo: <i>no especifica</i>
Viga débil Columna fuerte: <i>no especifica</i>	Viga débil Columna fuerte: 5.3.2 $\Sigma M_C \geq 1.5 \Sigma M_V$	Viga débil Columna fuerte: 21.4.2.2 $\Sigma M_C \geq (6/5) \Sigma M_V$

Refuerzo Longitudinal. Columnas: Tabla 2.7

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
Acero longitudinal mínimo: 4.2.2 $p_{mín} \geq 20 / f_y$	Acero longitudinal mínimo: 5.3.3 $p_{mín} \geq 0.01$	Acero longitudinal mínimo: 21.4.3.1 $p_{mín} \geq 0.01$
Acero longitudinal máximo: 4.2.2 $p_{máx} \geq 0.06$	Acero longitudinal máximo: 5.3.3 $p_{máx} \geq 0.04$	Acero longitudinal máximo: 21.4.3.1 $p_{máx} \geq 0.06$
Número de vars. máximo. en paquete: 3.7 <i>dos</i>	Número de vars. máximo. en paquete: 5.3.3 <i>dos</i>	Número de vars. máximo. en paquete: 7.6.6.1 <i>cuatro</i>
Traslape vars. long.: 3.9 $f_s = 1.25 f_y$ <i>sólo en mitad central de col.</i>	Traslape vars. long.: 5.3.3 $f_s = 1.25 f_y$ <i>sólo en mitad central de col.</i>	Traslape vars. long.: 21.4.3.2 $f_s = 1.25 f_y$ <i>sólo en mitad central de col.</i>
Uniones de barras: 3.9 <i>en barras alternadas y 60 cm distantes entre si</i>	Uniones de barras: 5.3.3 <i>en barras alternadas y 60 cm distantes entre si</i>	Uniones de barras: 7.6.6.1 <i>en barras alternadas y 60 cm distantes entre si</i>

2.2.4.- Disposiciones para Esfuerzos de Tensión Diagonal.-

2.2.4a.- Fuerza Cortante resistente del concreto.

La determinación de la resistencia de secciones de elementos sujetas a esfuerzos tangenciales provocados por Fuerzas Cortantes se establece, tanto en el ACI como en las NTCC, como la suma de la resistencia a fuerza cortante del concreto más la resistencia del refuerzo en el alma.

Tabla 2.8

NTCC marcos comunes y dúctiles	ACI
<p>2.1.5 a.I) (Vigas sin presfuerzo). Fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR}, (La numeración de las secciones y de las fórmulas que aparecerán en lo sucesivo corresponden a las mismas que se presentan en las NTCC del RCDF): fórmula (2.17): si $p < 0.01$ $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) (f^*c)^{0.5}$ fórmula (2.18): si $p < 0.01$ $V_{CR} = 0.5 F_R b d (f^*c)^{0.5}$ en donde: V_{CR}: fuerza cortante de diseño que toma el concreto [kg]. F_R: factor de resistencia. b: ancho de la sección, cm d: peralte efectivo de la sección, cm p: porcentaje de acero de refuerzo longitudinal, trabajando a tensión f^*c: resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm². $f^*c = 0.8 f''c$ 5.3.5) Requisitos fuerza cortante (marcos dúctiles). $V_{diseño} = [2 * M_R / L] \leq [V_{análisis} * (F_R = 0.5)]$ 5.2.4) $V_{CR} = 0$</p>	<p>11.3.1.1 Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión: $V_c = 0.55 (f^*c)^{0.5} b_w d$(11.3) Donde: V_c: resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto. f^*c: resistencia especificada a compresión del concreto, en kg/cm². b_w: ancho del alma, cm. d: distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión. Existe un método más detallado para el cálculo de la resistencia que proporciona el concreto que no se presenta.</p>

En el caso de miembros sujetos a flexión y carga axial se permite incrementar la fuerza cortante que resiste el concreto si es el caso de flexocompresión, o se tiene que disminuir dicha fuerza si el trabajo es a flexotensión, de la siguiente forma:

Tabla 2.9

NTCC marcos comunes y dúctiles	ACI
<p>2.1.5.a.III.- (Miembros sujetos a flexión y carga axial). Para miembros en flexocompresión: si $P_u \leq 0.7 f^*c A_g + 2000 A_s$ la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR}, se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecuaciones 2.17 y 2.18 por el factor: $1 + 0.007 (P_u / A_g)$ Si P_u es mayor que: $0.7 f^*c A_g + 2000 A_s$ se hará variar linealmente V_{CR}, en función de P_u, hasta cero para: $P_u = F_R (A_g f''c + A_s f_y)$</p>	<p>11.3.1.2 Para elementos sujetos a compresión axial: $V_c = 0.55(1 + 0.0071 N_u / A_g)(f^*c)^{0.5} b_w d$ donde: V_c: resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto. N_u: carga axial factorizada normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con V_u, [kg] (positiva para compresión, negativa para tensión). N_u / A_g: [kg/cm²] A_g: área total de la sección, [cm²]. f^*c: resistencia compresión del concreto [kg/cm²]. b_w: ancho del alma, [cm].</p>

<p>En miembros sujetos a flexotensión, V_{CR}, se obtendrá multiplicando los valores dados por: las ecuaciones 2.17 y 2.18 por el factor:</p> $1 - 0.003 (P_u / A_g) \quad \text{donde:}$ <p>p: es el porcentaje de acero obtenido de dividir el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima, entre el producto del ancho b de la sección y el peralte efectivo d en secciones rectangulares, y en secciones circulares es el obtenido de dividir 0.33 del área de acero longitudinal A_s, entre el área bruta de la sección transversal.</p> <p>P_u: es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso.</p> <p>A_g: el área bruta de la sección transversal.</p> <p>A_s: el área de acero descrita anteriormente para los casos mostrados</p>	<p>11.3.1.3 Para elementos sujetos a tensión axial significativa, el refuerzo por cortante se debe diseñar para que resista el cortante total, a menos que se haga un análisis más detallado.</p>
---	---

Requisitos para Fuerza Cortante. Trabes

Tabla 2.10

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
Fuerza cortante máxima $V_u < 2 F_R b d (f^*c)^{0.5}$	Fuerza cortante máxima: 5.2.3 $V_{m\acute{a}x} = V_w + (M_{Ri} + M_{Rd}) / L$ $f_s = 1.25 f_y$	Fuerza cortante máxima: 21.3.4.1 $V_{m\acute{a}x} = V_w + (M_{Ri} + M_{Rd}) / L$ $f_s = 1.25 f_y$
Fuerza cortante concreto: 2.1.5.a.1	Fuerza cortante concreto V_{CR} : 5.2.4 Si $V_{sismo} \geq V_{dise\tilde{n}o}$ $V_{CR} = 0$	Fuerza cortante concreto = 0: 21.3.4.1 Si $V_{sismo} \geq V_{dise\tilde{n}o}$
Resistencia en cualquier sección: <i>no especifica</i>	5.2.5 en cualquier sección: Resistencia Falla por Cortante > Resistencia Falla por Flexión.	Resistencia en cualquier sección: <i>no especifica</i>

Lo presentado en este caso para marcos dúctiles, tanto para las NTCC y para el ACI significa que para que no exista la posibilidad de que se presente una falla por cortante antes de la de flexión y permita que se puedan desarrollar las articulaciones plásticas en los extremos de una trabe antes de la falla por cortante, en estas secciones debe haber la suficiente resistencia de cortante calculada con la suma de los dos momentos resistentes del mismo sentido ($M_{Ri} + M_{Rd}$), sin factores de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión igual a $1.25 \cdot f_y$, dividido entre la longitud de la trabe L , más el cortante producido por las cargas aplicadas a la trabe que incluyan sus factores de carga correspondientes.

2.2.4b.- Fuerza Cortante resistente del refuerzo en el alma.

En 1899 Ritter propuso (González C., Robles F. 2002), para obtener la resistencia de una viga con refuerzo transversal, la analogía de la armadura en la cual proponía como modelo el simil en el cual la viga trabaja como armadura, en la que el refuerzo longitudinal hace las funciones de cuerda inferior trabajando a tensión, el concreto sometido a compresión como cuerda superior, como diagonales a compresión el concreto existente

entre las grietas de tensión, y como diagonales a tensión el refuerzo transversal. De acuerdo con su propuesta el refuerzo transversal era el único que aportaba resistencia a fuerzas cortantes. Posteriormente y al observar que los elementos estructurales tenían demasiada sobre-resistencia para este concepto, a la resistencia proporcionada por el refuerzo transversal, se permitió considerarle al concreto una resistencia al corte adicional que era función de la resistencia a la tensión del concreto y se consideraba proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto $f'c$.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC, así como el ACI usan todavía esta analogía para obtener las expresiones para el cálculo de la Fuerza Cortante en un elemento con refuerzo transversal, que es, para una sección rectangular:

Tabla 2.11

NTCC marcos comunes y dúctiles	ACI
<p>2.1.5 b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin preesfuerzo: fórmula (2.21):</p> $s = \frac{E_R A_v f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{E_R A_v f_y}{3.5 b}$ <p>en donde, además de la nomenclatura señalada arriba s : separación del refuerzo transversal, cm A_v : área del refuerzo transversal por tensión diagonal comprendido a una distancia s Θ : es el ángulo que forma el refuerzo transversal con el eje de la pieza En el caso de las fórmulas anteriores, las NTCC señalan algunas restricciones y límites que se pueden revisar en las propias normas.</p>	<p>11.5.6 Diseño del acero de refuerzo por cortante: Fórmula (11.16):</p> $s = \frac{A_v f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{V_s} \phi$ <p>en donde: s : separación del refuerzo transversal, cm A_v : área del refuerzo transversal por tensión diagonal comprendido a una distancia s Θ : es el ángulo que forma el refuerzo transversal con el eje de la pieza ϕ : Factor de reducción de resistencia.</p>

En el caso de las NTCC marcos comunes y dúctiles, las fórmulas 2.17 y 2.18 no son aplicables directamente para elementos con las siguientes características:

- con dimensión transversal, h , mayor que 70 cm.
- la relación de peralte a base del elemento, h/b , excede de 6.
- en vigas con relación claro a peralte total, L/h , menor que 5.
- en elementos que se consideren anchos (losas, zapatas y muros) en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 60 cm y la relación de claro de cortante, $M / (Vd)$, no exceda de dos.

En estos casos hay ciertas restricciones que es necesario consultar las NTCC del RCDF.

Refuerzo Transversal. Trabes

Tabla 2.12

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
longitud zona confinada L_T a partir del paño del nudo: <i>no específica</i>	longitud zona confinada L_T a partir del paño del nudo: 5.2.3 en $L_T = 2h$ del paño del apoyo	longitud zona confinada L_T a partir del paño del nudo: 21.3.3.1 en $L_T = 2h$ del paño del apoyo.
longitud zona confinada L_T a cada lado articulación plást.: <i>no específica</i>	longitud zona confinada L_T a cada lado articulación plást.: 5.2.3 en $L_T = 2h$ de articulación plástica	longitud zona confinada L_T a cada lado articulación plást.: 21.3.3.1 en $L_T = 2h$ de articulación plástica
Diámetro mínimo estribos: 2.1.5b # 2	Diámetro mínimo estribos: 5.2.3 # 2.5	Diámetro mínimo estribos: <i>no específica</i>
Dist. del 1er estribo a nudo: <i>no específica</i>	Dist. del 1er estribo a nudo: 5.2.3 5 cm	Dist. del 1er estribo a nudo: 21.3.3.2 5 cm
Máxima separación estribos: 2.1.5b < 0.5d <i>no más especificaciones</i>	Máxima separación estribos: En zonas articulación plást.: 5.2.6 < 0.25d < 8 diámetr. Barra más delgada. < 24 diámetr. Estribo < 30 cm Fuera de articulación Plást.: 5.2.3 < 0.5d	Máxima separación estribos: En zonas articulación plást.: 21.3.3.2 < 0.25d < 8 diámetr. Barra más delgada. < 24 diámetr. Estribo < 30 cm Fuera de articulación Plást.: 21.3.3.4 < 0.5d
Características de estribos: 3.1.3 cerrados de una pieza remate esquinas 135° remate esquinas 10 diáme. Una barra long. @ esquina ver especific. Radios doblez remates de est. Alternados	Características de estribos: 5.2.3 cerrados de una pieza remate esquinas 135° remate esquinas 10 diáme. Una barra long. @ esquina ver especific. Radios doblez remates de est. Alternados	Características de estribos: 21.3.3.3 una barra long. @ esquina 7.2.1 ver especific. Radios doblez

Refuerzo Transversal. Columnas

Tabla 2.13

NTCC marcos comunes	NTCC marcos dúctiles	ACI
Longitud zona confinada: 4.2.3 $L_c \geq c_1 \geq c_2$ $L_c \geq L/6$ $L_c \geq 60\text{ cm}$	Longitud zona confinada: 5.3.4 $L_c \geq c_1 \geq c_2$ $L_c \geq L/6$ $L_c \geq 60\text{ cm}$	Longitud zona confinada: 21.4.4 $L_c \geq c_1 \geq c_2$ $L_c \geq L/6$ $L_c \geq 45\text{ cm}$
Long. Zona conf. En P. B. <i>no específica</i>	Long. Zona conf. En P. B. 5.3.4 $L_c = L/2$	Long. Zona conf. En P. B. <i>no específica</i>
Fuerza cortante resistente V_R Fuerza cortante actuante V_U 4.2.3 $V_R \geq V_U$	Fuerza cortante resistente V_R Fuerza cortante actuante V_U 5.3.4 $V_R \geq V_U$	Fuerza cortante resistente V_R Fuerza cortante actuante V_U 21.4.5.1 $V_R \geq V_U$

Máx. sep. estribos: s_1, s_2 4.2.3 $s_2 \leq 850 d_b / f_y^{0.5}$ $s_2 \leq 48d_v$ (estribo) $s_2 \leq c_1/2$ ó $c_2/2$ $s_1 = s_2/2$ zona confin. L_c	Máx. sep. estribos: s_1, s_2 5.3.4 $s_2 \leq 850 d_b / f_y^{0.5}$ $s_2 \leq 48d_v$ (estribo) $s_2 \leq c_1/2$ ó $c_2/2$ $s_1 = s_2/2$ zona confin. L_c $s_1 \leq c_1/4 \leq c_2/4 \leq 10cm$	Máx. sep. estribos: s_1, s_2 21.4.4.2 y 21.4.4.6 $s_1 \leq c_1/4 \leq c_2/4 \leq 10cm$ $s_2 = 6 d_b \leq 15 cm$
Área refzo. Transv. A_{sw} : <i>no especifica</i>	Área refzo. Transv. A_{sw} : 5.3.4 $A_{sw} = 0.3(Ag/Ac-1)(f'c/fy)sh_c$ $A_{sw} \geq 0.12(f'c/fy)(sh_d)$	Área refzo. Transv. A_{sw} : 10.9.3 y 21.4.4.1 $A_{sw} = 0.3(Ag/Ac-1)(f'c/fy)sh_c$ $A_{sw} \geq 0.09(f'c/fy)(sh_d)$
Refuerzo Transversal: <i>no especifica</i>	Refuerzo Transversal: 5.3.4 Estribos cerrados Una sola pieza Diámetro > 9.5 mm Rematados según 5.2.3	Refuerzo Transversal: <i>no especifica</i>
Grapas: <i>no especifica</i>	Grapas: 5.3.4 un dobléz de 135° con long. De 10 diámetro.	Grapas: <i>no especifica</i>
Dist. centro a centro @: <i>no especifica</i>	Dist. centro a centro @: 5.3.4 4 ramas estribos: $\leq 45 cm$ 4 grapas y ramas: $\leq 25 cm$ 4 ramas estr. senc: $\leq 45 cm$	Dist. centro a centro @: 21.4.4.3 4 ramas estribos: $\leq 35 cm$ 4 grapas y ramas: $\leq 35 cm$
Soporte lateral estribos: 4.2.3 barra de esquina 1 de cada 2 periferia ángulo $\leq 135^\circ$ distan. 4 barras con soporte y sin soporte $\leq 15 cm$	Soporte lateral estribos: 5.3.4 barra de esquina 1 de cada 2 periferia ángulo $\leq 135^\circ$ distan. 4 barras con soporte y sin soporte $\leq 15 cm$	Soporte lateral estribos: <i>no especifica</i>
Fuerza fluencia estribo: 4.2.3 $A_{sw} * f_{yw} \geq 0.06 A_{sb} * f_{yb}$	Fuerza fluencia estribo: 5.3.4 $A_{sw} * f_{yw} \geq 0.06 A_{sb} * f_{yb}$	Fuerza fluencia estribo: <i>no especifica</i>

En los reglamentos presentados se puede concluir que la filosofía implícita es el de diseño por resistencia, con algunas recomendaciones no suficientemente claras ni transparentes para lograr que las estructuras posean una ductilidad adecuada que les permita tener un comportamiento dúctil ante la presencia de sollicitaciones sísmicas. La tendencia de las actualizaciones de los reglamentos es precisamente el hacer más transparente la normatividad por medio de formulaciones (como las que se presentan en este trabajo).

3.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO.

Para el desarrollo de este trabajo se seleccionó un edificio que consta de 12 niveles, de planta rectangular, con cuatro marcos en el sentido longitudinal y 11 marcos en el sentido transversal, al cual se le sometió a un sismo típico de la ciudad de México para suelo Tipo III de la zona del Lago. Se usaron los Factores de Carga que recomienda el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y los Factores de Resistencia correspondientes a los dos reglamentos estudiados que son el RCDF y el del American Concrete Institute (ACI). Dadas las características de número de niveles y geometría regular del edificio en estudio y con la finalidad de obtener elementos mecánicos se realizó un análisis elástico con un programa de análisis y diseño computarizado, considerando un análisis sísmico estático.

Se seleccionó un marco transversal, el eje (6), y uno longitudinal, el eje (C), de los cuales se escogieron cuatro trabes, dos del eje (6) nombradas como "G1" y "G2" entre (B) y (C) y entre (C) y (D), y dos del eje (C) nombradas como "G5" las dos entre (1) y (2) y entre (6) y (7), y se escogieron tres columnas nombradas como "C1", "C2" y "C3" localizadas respectivamente en el cruce de los ejes (C) con (6), (D) con (6) y (C) con (1). De estos miembros de la estructura se obtuvieron sus elementos mecánicos y sus deformaciones y se dimensionaron de acuerdo con los reglamentos de construcciones del RCDF y del ACI, tanto considerando el edificio con marcos comunes como con marcos dúctiles, obteniendo de esta manera cuatro diseños diferentes para flexión y para cortante.

3.1.- Dimensionamiento de una sección sujeta a esfuerzos axiales y flexión.

El dimensionamiento de una sección sujeta a esfuerzos axiales de flexión, carga axial o a una combinación de flexión y carga axial, está basado en las hipótesis señaladas en el capítulo anterior, Tabla 2.4 y en las recomendaciones de las Tablas 2.4, 2.5, y 2.6.

Aplicando las condiciones de equilibrio de las fuerzas internas generadas en la sección y las hipótesis señaladas se obtiene la resistencia última de la sección y esta resistencia, multiplicada por el factor correspondiente F_R para la NTCC y ϕ para ACI, da la resistencia nominal de diseño, obteniendo la resistencia última y la nominal de la sección en estudio.

En el caso de que la sección en estudio sea una columna sujeta a esfuerzos de flexión biaxial combinados con carga axial, se usa la fórmula de Bresler, (González C., Robles F. 2002), que calcula los valores máximos de la carga de compresión que actúan a excentricidades correspondientes a los dos ejes de la sección, y que es:

$$1/P_n = 1/P_x + 1/P_y - 1/P_o \quad \text{donde:}$$

P_n = carga normal máxima que actúa a las excentricidades en los dos ejes de la sección y cuyos valores corresponden con los obtenidos del análisis efectuado.

P_x = carga normal máxima a una excentricidad (e_x) alrededor de un eje contenido en un plano de simetría ($e_y = 0$) perpendicular al eje mencionado.

P_y = carga normal máxima a una excentricidad (e_y) alrededor de un eje contenido en un plano de simetría ($e_x = 0$) perpendicular al eje mencionado.

P_o = carga normal máxima que puede resistir el elemento sujeto a carga axial pura ($e_x = e_y = 0$).

3.2.- Gráfica momento – curvatura de una sección sujeta a esfuerzos axiales.

Los elementos mecánicos obtenidos hasta aquí corresponden a los elementos mecánicos resistentes últimos (con factores de carga pero sin factores de resistencia, esto es, $F_R = 1.0$) y/o a los elementos mecánicos nominales (con factores de carga y con los factores de resistencia que señalen los reglamentos de construcción usados). Los factores de carga se encuentran implícitos en los elementos mecánicos obtenidos en el análisis efectuado ya que fueron introducidos en los datos de entrada en el programa de análisis y diseño.

Interesa, para los propósitos de este trabajo, poder elaborar la gráfica momento - curvatura de la sección en estudio sujetas a flexión pura (trabes) y a flexión y carga axial (columnas), para este efecto se utilizan las hipótesis ya señaladas.

Entendiendo por *curvatura* ϕ , el cambio de pendiente de la elástica en una distancia diferencial de la longitud de la elástica “dx”.

$$\phi = d\Theta/dx = M / EI$$

y definiendo la *rotación* Θ_{AB} como el cambio total de la pendiente entre dos secciones “A” y “B” de un elemento estructural tipo barra.

$$\Theta_{AB} = \int_A^B (M / EI) dx$$

En primer término se mencionan a continuación las condiciones planteadas para la obtención de la gráfica momento curvatura para una trabe con su sección sujeta a flexión pura.

En el comportamiento de una sección sujeta a los esfuerzos mencionados se puede idealizar la curva momento – curvatura como una gráfica trilineal, donde la primera recta parte del origen, esto es con momento flexionante y su deformación (curvatura) iguales a cero, hasta un punto “ P_{CR} ” definido por las siguientes coordenadas, en las abscisas la curvatura ϕ_{CR} correspondiente a la ordenada M_{CR} que es el momento flexionante que genera una deformación tal que, en la fibra extrema sujeta a tensión, se alcanza el esfuerzo de agrietamiento del concreto.

En este rango de valores y con la sección transformada no agrietada (STNA), se calcula su centro de gravedad, tomando en cuenta que el acero trabaja a compresión o a tensión según su ubicación, y toda la sección trabaja ya que el concreto no está agrietado y su comportamiento mecánico es el de un elemento con comportamiento elástico; el momento de agrietamiento M_{CR} se calcula aplicando la fórmula de la escuadría para un

elemento sujeto a flexión pura con el valor que resulta de multiplicar el valor del esfuerzo en el concreto ante el cual se presenta el agrietamiento " f_{CR} ", por el momento de inercia " I_{STNA} " de la sección transformada no agrietada y dividiendo este producto entre la distancia que hay entre el centro de gravedad de la STNA y la fibra extrema de tensión.

$$M_{CR} = f_{CR} (I_{STNA}) / (y_{fondo})$$

La curvatura ϕ_{CR} se calcula usando la gráfica de deformaciones de la sección en estudio con el valor que resulta de dividir la deformación unitaria del concreto en la fibra extrema de tensión, ϵ_C , entre su distancia al eje neutro, y_{fondo} . La deformación unitaria del concreto se calcula dividiendo el esfuerzo f_{CR} , que corresponde con el de agrietamiento, entre el módulo de elasticidad del concreto, E_C , resultando:

$$\phi_{CR} = (f_{CR} / E_C) / y_{fondo}$$

A partir de este punto y con cualquier incremento de momento flexionante la sección sufrirá agrietamiento, para lo cual se considerará la hipótesis de que el concreto no resiste tensiones y el volumen de esfuerzos de compresión se considerará de sección triangular, tomando en cuenta que la gráfica esfuerzo – deformación para el concreto es prácticamente una línea recta hasta valores de $0.7 f'_c$ y que aún para valores cercanos a f'_c el considerar la gráfica como una recta los resultados obtenidos nos dan una buena aproximación (Park y Paulay 1990). Si se pretendiera una mayor exactitud, que se considera que no es el caso, el volumen de esfuerzo de compresión se podría considerar como una parábola o con la gráfica obtenida del ensaye a compresión del concreto utilizado; pudiendo también considerar como de sección rectangular el volumen de compresión.

La segunda recta parte del punto de agrietamiento " P_{CR} ", señalado anteriormente, y va hasta el punto " P_Y " definido por las coordenadas (ϕ_Y, M_Y) que son la curvatura a la fluencia y su correspondiente momento flexionante que produce la primera fluencia en alguna de las varillas de refuerzo longitudinal de tensión.

El momento resistente de la sección en estudio " M_Y " se obtiene aplicando las condiciones de equilibrio de las fuerzas internas de la sección en estudio y de las hipótesis señaladas en los reglamentos correspondientes.

La curvatura ϕ_Y se obtiene del diagrama de deformaciones de la sección dividiendo la deformación ϵ_y entre la distancia del acero más esforzado de tensión al eje neutro.

$$\phi_Y = \epsilon_y / (d - kd)$$

Por último, la tercera recta del gráfica momento – curvatura parte del punto P_Y ya definido con las coordenadas (ϕ_Y, M_Y) y va hasta el punto P_U definido por las coordenadas (ϕ_U, M_U) que son la curvatura última de la sección y su correspondiente momento último, definiendo este estado como aquel en que la sección deja de poder considerarse útil por deformaciones o agrietamientos excesivos, pudiendo corresponder o no, con el colapso de

la sección. En este caso, la deformación unitaria que corresponde al punto donde deja de ser útil la sección analizada es ϵ_{cu} y la profundidad del eje neutro es c_{ud} por lo tanto la curvatura correspondiente al punto " P_U " definido por las coordenadas (ϕ_U, M_U) será

$$\phi_U = \epsilon_{cu} / c_{ud}$$

es común suponer ϵ_{cu} con valores entre 0.003 y 0.005, Kent y Park toman 0.004 (Park y Paulay 1990). Con el valor considerado para ϵ_{cu} se determina el valor correspondiente de M_U de acuerdo con las hipótesis de flexión usuales.

Las condiciones para calcular la gráfica momento – curvatura cambian para las **columnas** ya que el problema se complica por tener tres variables (P, Mx, My) en lugar de una que tienen las traveses (Mx) (ya que P = My = 0) presentando a continuación el desarrollo de los cálculos respectivos.

En este caso para el punto " P_{CR} " definido por las coordenadas (ϕ_{CR}, M_{CR}) se calcula de la misma forma que la ya mencionada para traveses con las siguientes particularidades: se toman en cuenta las propiedades geométricas, A, Ix e Iy de la sección transformada no agrietada (STNA); se fijan como datos la carga P y el momento de flexión Mx, obtenidos del análisis efectuado y se hace variar el momento de flexión My hasta el valor que empiece a producir, en cualquier punto de la sección de concreto, un esfuerzo f_{CR} igual al de agrietamiento y aplicando, de igual forma que en traveses, la fórmula de la escuadría. En este punto el concreto se empieza a agrietar. Se puede resumir este proceso como: el momento My es de tal magnitud que combinado con la carga axial P y el momento de flexión Mx, obtenidos estos dos del análisis efectuado empieza a generar, en un punto de la sección, el esfuerzo de tensión f_{CR} .

$$(M_{CR})_Y = (f_{CR} - P/A - M_X) (L_x \text{ STNA}) / (y \text{ fondo})$$

La curvatura ϕ_{CR} se calcula con el mismo procedimiento usado para las traveses y con la siguiente fórmula

$$\phi_{CR} = (f_{CR} / E_C) / y \text{ fondo}$$

El punto de fluencia " P_Y ", de coordenadas (ϕ_Y, M_Y) , quedará definido cuando la combinación de la carga axial P, el momento de flexión Mx y el momento de flexión My sean tales que empiece a fluir alguna de las varillas del refuerzo longitudinal, la solución no es única como es el caso de traveses, sino que la solución se puede representar como una superficie de interacción donde intervengan esas tres variables. El tratar de obtener este punto haciendo uso de las hipótesis aceptadas en los reglamentos actuales es una tarea difícil o prácticamente imposible ya que para traveses P = My = 0, o sea, solo hay una incógnita que es Mx; en columnas las variables son tres P, Mx y My. Para la obtención de dicho punto de la gráfica momento – curvatura será necesario fijar como dato la carga axial P y uno de los dos momentos, en este caso se ha tomado como dato Mx y aplicando las hipótesis de esfuerzos axiales (para flexión o flexión y carga axial) que marcan los reglamentos del RCDF y ACI, se hace variar la profundidad del eje neutro hasta el punto en

que, haciendo uso de la fórmula de Bresler, la carga axial obtenida de las fuerzas internas de la sección sea igual a la carga actuante.

La curvatura ϕ_r , así como la rotación correspondiente se obtendrán aplicando las fórmulas correspondientes enunciadas al inicio de esta sección. El cálculo del punto “ P_U ” se calcula de igual forma que para el caso de trabes. Se presentan las figuras 3.2 y 3.3 con ejemplos de una trabe y una columna respectivamente.

3.3.- Dimensionamiento de una sección sujeta a esfuerzos de corte de acuerdo con el RCDF.

Como se presentó en capítulo 2, para el dimensionamiento de secciones sujetas a cortante tanto el ACI como el RCDF presentan criterios similares, tanto para marcos con elementos estructurales comunes como para marcos con elementos dúctiles. A continuación se presenta el criterio del RCDF que contempla que la resistencia a fuerza cortante de un elemento se obtiene sumando el cortante que toma el concreto más el cortante que toma el refuerzo transversal. No hay diferencias entre el dimensionamiento para trabes y para columnas, variando solamente en que para columnas a flexocompresión el cortante que toma el concreto se ve incrementado por la fuerza axial de compresión que inhibe la formación de grietas; y para columnas a flexotensión se ve decrementado por el efecto inverso, ver Tabla 2.9.

2.1.5 a) Fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} (Tabla 2.8):

si $p < 0.01$ $V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30 p) (f^*c)^{0.5}$ fórmula (2.17, NTCC)

si $p < 0.01$ $V_{CR} = 0.5F_R bd (f^*c)^{0.5}$ fórmula (2.18, NTCC)

en donde V_{CR} : fuerza cortante de diseño que toma el concreto en kg.

Es conveniente recalcar que cuando se trata de elementos dúctiles, tanto para las NTCC y para el ACI, es necesario que se puedan desarrollar articulaciones plásticas que disipen energía por medio de deformaciones inelásticas por lo que se plantean en los dos reglamentos que en estas secciones se debe poder desarrollar una resistencia al cortante calculada con la suma de los dos momentos resistentes del mismo sentido ($M_{Ri}+M_{Rd}$), sin factores de reducción y con el esfuerzo en el acero de tensión igual a $1.25 \cdot f_y$, dividido entre la longitud de la trabe L , más el cortante producido por las cargas aplicadas a la trabe que incluyan sus factores de carga correspondientes (Tabla 2.10); en caso de no querer realizar este cálculo las NTCC del RCDF dan como opción que se dimensione con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis asignándole al Factor de Resistencia un valor de 0.06, en lugar de 0.08.

2.1.5. a.III.- Elementos sujetos a carga axial y cortante (Tabla 2.9).

Para miembros en flexocompresión en los que P_u no exceda de $0.7 f^*c A_g + 2000$ As la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} , se incrementará multiplicando los valores dados por las ecuaciones 2.17 y 2.18 por el factor $1 + 0.007 (P_u / A_g)$.

Si P_u es mayor que: $0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$ se hará variar linealmente V_{CR} , en función de P_u , hasta cero para: $P_u = F_R (A_g f'_c + A_s f_y)$.

Haciendo uso de la analogía de la armadura de Ritter para la fuerza cortante que toman los estribos el RCDF presenta las siguientes expresiones:

2.1.5 b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin preesfuerzo (Tabla 2.11):

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} \dots\dots \text{fórmula (2.21, NTCC):}$$

en donde,

s : separación del refuerzo transversal, cm

A_v : área del refuerzo transversal por tensión diagonal comprendido a una distancia s

θ : es el ángulo que forma el refuerzo transversal con el eje de la pieza

3.4.- Diseño por capacidad de una sección sujeta a flexión y corte.

El objetivo de este inciso es el de poder diseñar el refuerzo transversal de una sección conocida la fuerza cortante que obra en ella, o conocido el refuerzo transversal poder calcular la fuerza de corte que resiste. Todo esto tomando en cuenta la capacidad de rotación que tiene la sección en estudio para poder compararla con rotaciones recomendadas por normas o reglamentos y así lograr que no se presente la falla por cortante antes de la falla por flexión dotando de una adecuada ductilidad al elemento estructural.

Para lograr nuestro objetivo es necesario conocer la curvatura y la rotación de la sección en estudio, definidas en la sección 3.2, partiendo de que se conocen los elementos mecánicos del miembro estructural así como las acciones, cargas que están actuando en dicho elemento.

Conocidas la curvatura y la rotación del elemento estructural se aplica la teoría de la armadura moderna y de acuerdo al desarrollo numérico y algebraico propuesto en el artículo Ichinose (1992), se obtiene la rotación que resiste la sección dadas sus características geométricas y de refuerzo, o viceversa.

3.4.1- Obtención de la curvatura y la rotación en un elemento estructural.

Haciendo uso del "Método de la Viga Conjugada" se obtendrán la curvatura y la rotación en un elemento estructural que, transcribiendo lo que se presenta en el libro "Análisis Estructural" de Rodolfo Luthe, consiste en lo que sigue:

a) El método supone una viga ficticia denominada "viga conjugada", que tiene la misma longitud de la viga real pero con apoyos tales que cumplan ciertas condiciones:

b) La viga conjugada se carga con el diagrama de momentos flexionantes de la viga real, divididos entre el módulo de elasticidad, E , y el momento de inercia de la sección en estudio, I .

c) La fuerza cortante de la viga conjugada en una sección cualquiera es igual a la pendiente de la tangente de la viga real en esa sección; y el momento flexionante de la viga conjugada en una sección cualquiera es el desplazamiento de la sección en el punto considerado.

d) Los apoyos de la viga conjugada serán tales que las características del diagrama de momentos flexionantes dividido entre EI de la viga real, correspondan con las condiciones de la viga conjugada, esto es, en un empotramiento de la viga real en el que no hay giro ni desplazamiento, debe corresponder con un extremo libre o en voladizo de la viga conjugada en la que no hay cortante ni momento de flexión. En un apoyo simple de la viga real en el que no hay desplazamiento pero si hay giro, corresponden con un apoyo simple de la viga conjugada en el que si hay cortante pero no hay momento. En una articulación intermedia de la viga real en la que hay desplazamiento y puede haber discontinuidad en la pendiente de la elástica, corresponde un apoyo simple interior de la viga conjugada en la que puede haber discontinuidad en el momento flexionante y hay cortante de la viga conjugada. En un extremo libre de la viga real en la que hay desplazamiento y giro, corresponde un empotramiento de la viga conjugada en la que hay cortante y momento de flexión.

Con la geometría, apoyos y las cargas de la viga real y por medio del método de integración numérica propuesto por Newmark (Luthe R., 1971) se calculan, primeramente, los diagramas de cortante y de momento de flexión de la viga real.

Obtenido el diagrama de cortante y de momento flexionante de la viga real se carga la viga conjugada con el diagrama de momentos flexionantes dividido entre EI y se vuelve a usar el método de integración numérica de Newmark para calcular el diagrama de cortante y de momento de flexión de la viga conjugada y que corresponderán con la rotación y la deflexión de la viga real respectivamente.

Suponiendo que las cargas que obran a lo largo del elemento en estudio son producto de acciones permanentes, o sea cargas muertas y vivas, en los extremos de este elemento se colocan un par de momentos de igual magnitud y del mismo sentido que corresponderán, primeramente, con el *momento de agrietamiento* de la sección en estudio calculado de acuerdo con el inciso anterior para la obtención del diagrama momento curvatura, y en segundo lugar con el *momento de fluencia* de la misma sección, calculado de igual manera con el inciso anterior.

De esta forma el modelo matemático que se está suponiendo es el de que, con las cargas que actúan a lo largo del elemento, se va teóricamente incrementando el momento flexionante de los extremos desde un valor cero, pasando por el momento de agrietamiento, hasta el valor del *momento de fluencia* de la sección. En el instante en que actúa el momento de agrietamiento, usando el método de la viga conjugada descrito más arriba, se calcula la curvatura y la rotación de la sección en estudio para esta condición y cuando actúa el momento de fluencia se calcula también, su correspondiente curvatura y rotación para esta condición (Figuras 3.2 y 3.3).

3.4.2- Dimensionamiento de un elemento estructural sujeto a cortante.

Si se somete a una acción monotónicamente creciente a un elemento estructural su sección crítica alcanzará su resistencia al momento de empezar a fluir el acero longitudinal sujeto a tensión debida a la aplicación de un momento flexionante M_y y su sección tendrá una rotación Θ_y . Si se continúa incrementando dicha acción, la sección tendrá un comportamiento inelástico y sin incrementar su momento resistente, se formará una articulación plástica disipando energía por medio de las deformaciones inelásticas.

En la filosofía del diseño por capacidad, para obtener el comportamiento dúctil de un elemento estructural, es necesario que su resistencia a fuerza cortante post - fluencia sea mayor que la fuerza cortante generada por las condiciones necesarias para lograr el máximo momento flexionante (momento último, " M_U ") en la sección crítica. Esto es, se debe alcanzar el momento flexionante último, sin que se agote su resistencia a fuerza cortante.

Para lograr esto es necesario evaluar, en primera instancia, la resistencia a fuerza cortante de una sección al alcanzar la fluencia (se supone que la rotación inelástica de la sección en este instante es cero) para después evaluar la pérdida de dicha resistencia después de la ocurrencia de deformaciones inelásticas por flexión, en función de la rotación plástica de la sección.

Como siguiente paso se obtiene el refuerzo transversal del elemento estructural dada la fuerza cortante que debe resistir para una rotación plástica determinada a la que pueda estar sujeto. Como ya se comentó anteriormente el desarrollo de este dimensionamiento está tomando en cuenta el artículo Ichinose (1992) y se basa en el modelo arco - armadura suponiendo que las rotaciones inelásticas en las articulaciones reducen la resistencia efectiva en el concreto e incrementan la inclinación de la acción armadura dentro de las regiones de la articulación (Figuras 3.4 y 3.5).

Para valuar la resistencia a fuerza cortante, en la mayoría de los reglamentos de construcción actuales, se acepta la teoría de la "armadura moderna" que se basa en el mecanismo de arco – armadura y consiste en suponer que la resistencia a fuerza cortante en un elemento de concreto reforzado es la suma de la resistencia del **mecanismo de arco** más la resistencia del **mecanismo armadura**.

3.4.2a- Mecanismo arco – armadura.

El **mecanismo arco** supone que la resistencia a fuerza cortante la proporciona la zona de concreto que se encuentra sujeta a compresión por la flexión, esta zona varía su altura a lo largo del elemento estructural lo que se traduce en una forma de arco. La resistencia que proporciona este mecanismo, está dada por la siguiente fórmula:

$$V_a = b(D/2)\sigma_c(\tan \Theta) = b(D/2)(1-\beta)(v)(f'c)(\tan \Theta) \dots\dots(3.1)$$

En el **mecanismo armadura** el elemento estructural se modela como una armadura, en la que la zona a compresión se idealiza como la cuerda superior, el refuerzo de tensión como la cuerda inferior, las porciones de concreto entre grietas de tensión diagonal

trabajando a compresión como diagonales de compresión y el refuerzo transversal como montantes o diagonales trabajando a tensión. La participación de este mecanismo en la resistencia a la fuerza cortante de la sección en estudio está dada por la siguiente expresión:

$$V_t = (b) (j_t) (p_w) (f_{wy}) (\cot \phi) \dots\dots\dots (3.2)$$

- donde:
- V_a: es la resistencia a fuerza cortante del **mecanismo arco**,
 - b: es el ancho de la sección,
 - D: la altura de la sección,
 - σ_a: esfuerzo de compresión en el **mecanismo arco**.
 - f'c: la resistencia nominal a la compresión del concreto,
 - Θ = es el ángulo que forma la zona comprimida con el eje de la pieza, y
 $\tan \Theta = ((L/D)^2 + 1)^{0.5} - L/D$, siendo L/D el claro de cortante.
 - β = (p_w)(f_{wy})(1+cot²φ)/(v f'c)
 - f_{wy}: el esfuerzo de fluencia del acero transversal,
 - R_p: es la deformación post – fluencia concentrada en la región de articulación plástica.
 - v_o = 0.7 – f'c / 2000 (f'c en kg/cm²)
 - v = (1-15*R_p)v_o.
 - v f'c: es la resistencia efectiva del concreto tomando en cuenta la degradación por agrietamiento del concreto por la rotación plástica, R_p, de la sección post-fluencia (expresión experimental de Nielsen)
 - V_t: es la resistencia a fuerza cortante del **mecanismo armadura**,
 - j_t: la distancia entre el refuerzo del lecho superior y del lecho inferior,
 - A_{sw}: el área de acero transversal = el área del número de ramas del estribo,
 - s: la separación de los estribos,
 - p_w: es el porcentaje de acero transversal,
 - p_w = A_{sw} / (s b):
 - φ: el ángulo que forman los puntales a compresión del mecanismo armadura con el eje de la pieza.

la cotangente de φ será el menor valor de las siguientes expresiones:

$$\cot \phi \leq \begin{cases} j_t / (D \tan \Theta) \\ ((v f'c) / (p_w f_{wy}) - 1)^{0.5} \\ 2 - 50 R_p \geq 1.0 \end{cases}$$

Hasta aquí, en esta sección, se ha respetado la nomenclatura que se presenta en el artículo de Ichinose y las variables φ y Θ corresponden a las inclinaciones de las acciones armadura y arco respectivamente y no corresponden a las anteriormente usadas y a las que siguen para nombrar la curvatura φ ni la rotación Θ.

Al presentarse en la sección en estudio el momento que produce la fluencia, **M_y**, la rotación en la sección sería Θ_y (obtenida aplicando el método de la viga conjugada y el método de integración por partes de Newmark) y su rotación plástica sería cero, si se sigue flexionando la viga o columna la rotación de la sección sería la rotación calculada con el método de la viga conjugada al momento de empezar a fluir Θ_y, más la rotación plástica **R_p**. El momento flexionante último **M_u** y su rotación correspondiente **Θ_u** serán aquellas

que se presenten al momento de alcanzar la sección su resistencia última, o sea, que la sección deja de considerarse útil ya sea por deformaciones o agrietamientos excesivos o porque se presenta su colapso. La ductilidad de esta sección sería $\mu = \Theta_U / \Theta_y$, (Figura 3.2).

Analicemos ahora que pasa con el cortante. Por resistencia de materiales sabemos que en una barra sujeta a dos momentos “M” iguales y del mismo signo, tal como se generan en un elemento por fuerzas de sismo, el cortante que se presenta en el elemento será igual a $2*M/L$, donde “L” es la longitud de ese elemento; podemos entonces transformar o superponer la gráfica momento - rotación en una gráfica cortante - rotación. Se desarrolla, entonces una segunda gráfica formada por dos rectas; la primera parte de una rotación igual a cero con cortante igual a la resistencia del elemento; al presentarse la rotación por agrietamiento, Θ_{CR} , el cortante se degrada en una magnitud pequeña; al continuar rotando la sección analizada se llega hasta la rotación por fluencia, Θ_y , con un cortante resistente prácticamente igual al que tenía cuando la rotación era cero; a partir de este punto se presenta una degradación de la resistencia a cortante de magnitud importante debido al agrietamiento y a la fluencia por flexión, generando la segunda recta de la gráfica. La sección analizada falla por cortante en el punto donde la gráfica cortante rotación corta a la parte plana de la gráfica momento rotación con una rotación correspondiente a la rotación Θ_V . Si $\Theta_V < \Theta_U$ la sección fallará por cortante antes de que se presente el momento último M_U produciendo una falla frágil. Si $\Theta_V \geq \Theta_U$ la falla por flexión se presentará antes que la de cortante produciendo una falla dúctil (Figuras 3.1, 3.4 y 3.5).

Con las formulaciones presentadas en Ichinose (1992) se calcula la degradación que sufre el cortante post - fluencia, estando en posibilidad de lograr que el mecanismo de colapso de un elemento estructural sea por fluencia del refuerzo longitudinal y no por agotamiento de la capacidad resistente del refuerzo transversal, esto es, proporcionando el refuerzo transversal teniendo como objetivo que la rotación por cortante a su falla $\Theta_V \geq \Theta_U$ o viceversa, dado un refuerzo por cortante de un elemento poder calcular la rotación de falla por cortante Θ_V .

Se presentan a continuación las gráficas mencionadas.

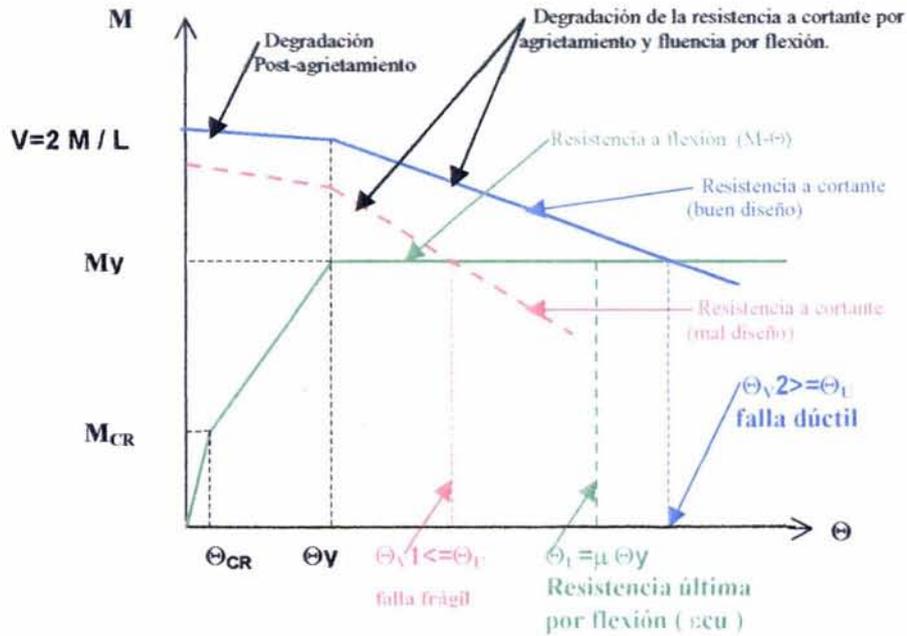


Diagrama Momento Rotación

Figura No. 3.1

A continuación se presentan, primero de la trabe definida como el elemento 2305 del análisis efectuado y después para la columna definida como el elemento 2853 del mismo análisis, las dos hojas de cálculo desarrolladas para la obtención de la rotación de las secciones en estudio, sus gráficas momento – rotación correspondientes, (Figuras 3.2 y 3.3), y en seguida las hojas de cálculo donde se hace la transformación de estas gráficas a diagramas cortantes – rotación, (Figuras 3.4 y 3.5), superponiendo los diagramas obtenidos con las formulaciones de Ichinose correspondientes a las rotaciones $R_p = 0$, $R_p = 0.01$ y $R_p = 0.02$, así como los diagramas obtenidos de acuerdo a los cálculos realizados para la obtención del refuerzo transversal por cortante tomando en cuenta las recomendaciones del Reglamento RCDF y del ACI, tanto para marcos comunes como dúctiles. La comparación de los resultados obtenidos de las cuatro trabes y tres columnas de los marcos estudiados, se presentan en el capítulo siguiente.

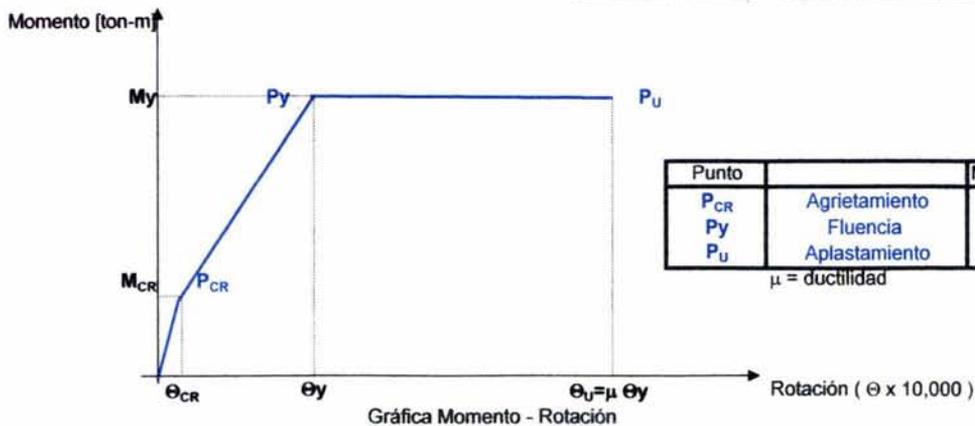
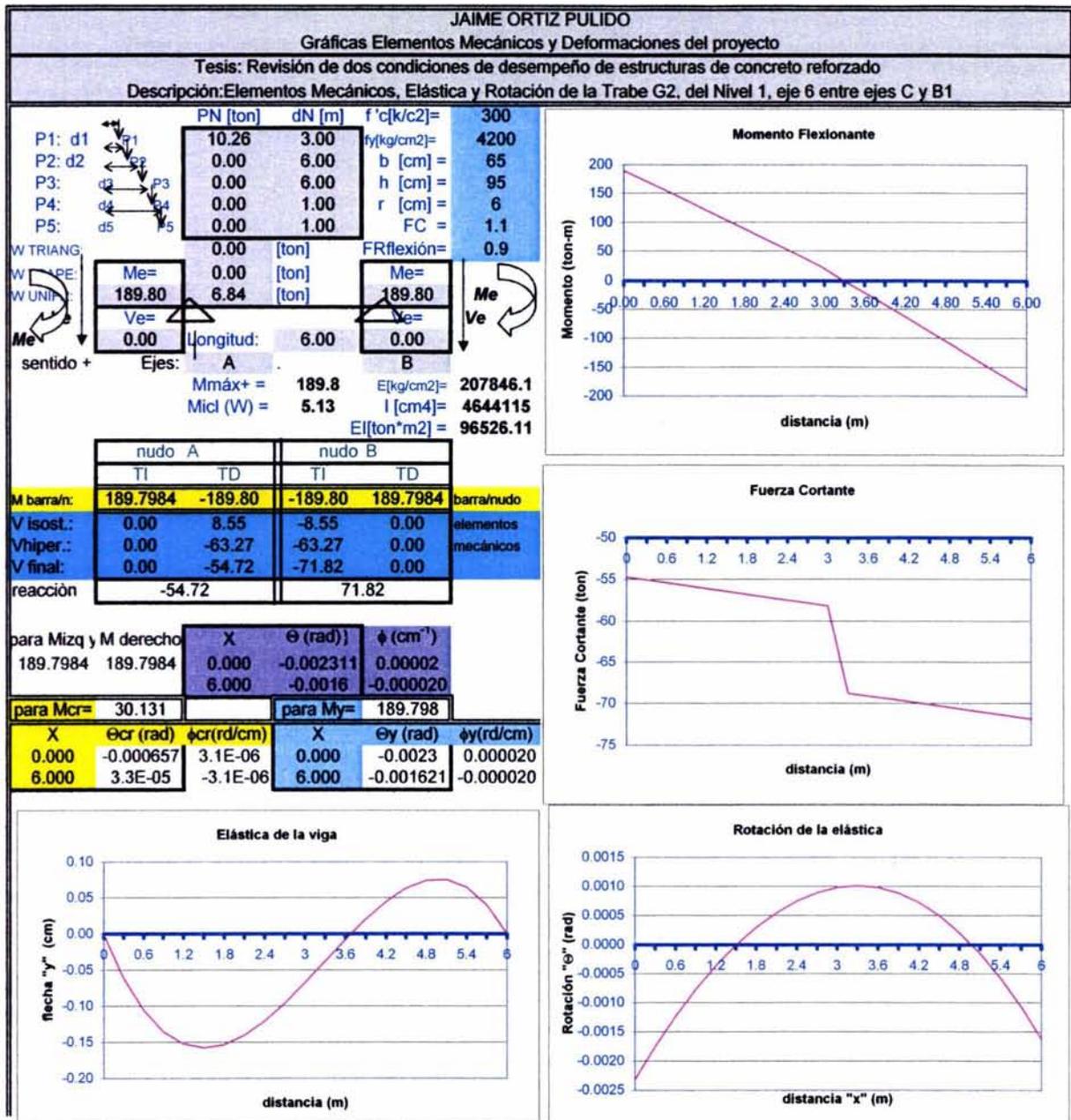


Figura 3.2. Elementos Mecánicos, Elástica y Rotación Trabe G2

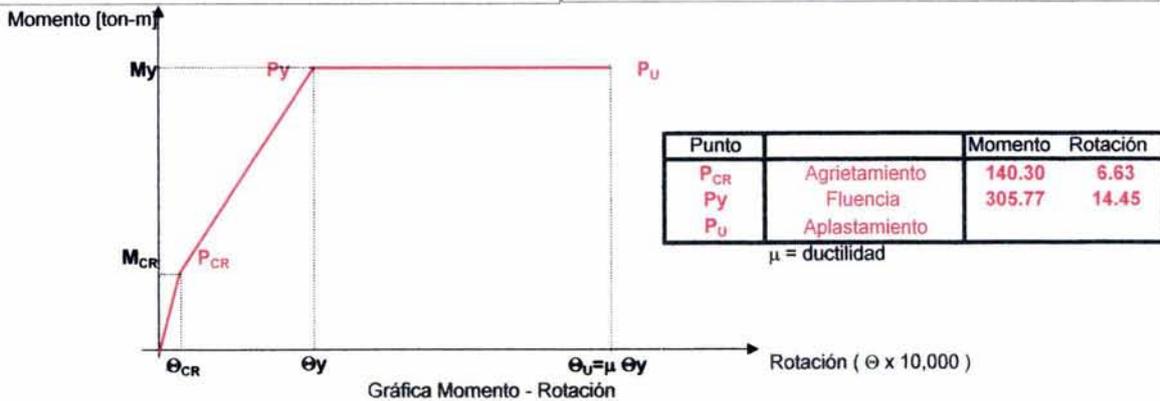
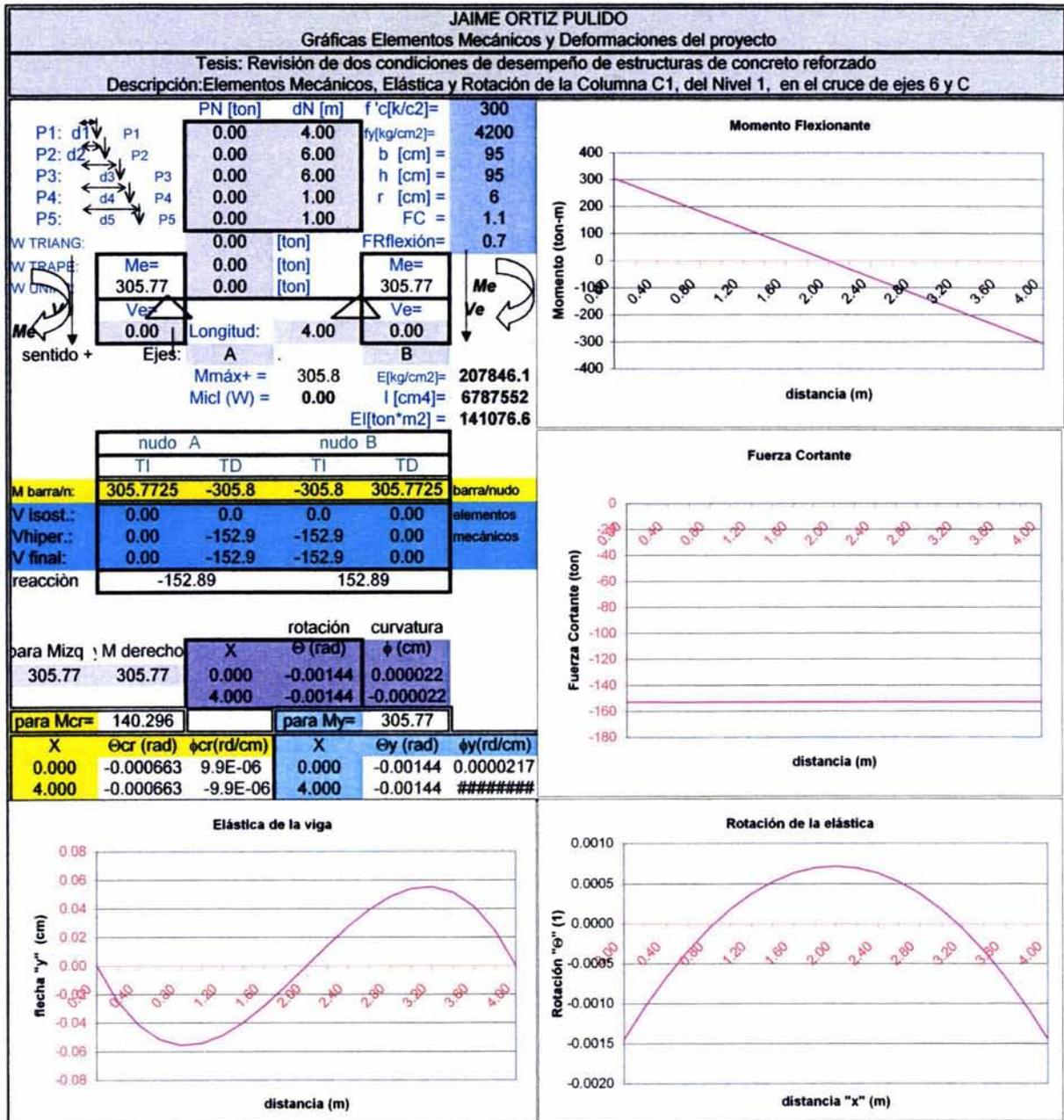


Figura 3.3. Elementos Mecánicos, Elástica y Rotación Columna C1

JAIME ORTIZ PULIDO

Demanda de estribos para diferentes rotaciones plásticas y cálculo de (pw * fy)

Tesis: Revisión de dos condiciones de desempeño de estructuras de concreto reforzado

Descripción: Trabe G2 / 2305, del Nivel 1, eje 6 entre ejes C y B1

Obtención del punto de comportamiento elástico (al esfuerzo de agrietamiento)

$\phi_{cr} = 3.1E-06$ [rad/cm] CURVATURA tomada del Newmark =
 $\Theta(cr) = 0.00066$ [rad] ROTACIÓN tomada del Newmark
 $Ko = \text{#####}$ Mcr / Q(cr) [kgcm/rad] $1/\Theta(cr) = 1521.3$

A) agrietamiento (*)				
Mgr[tonm]	ϕ [rad/m]	Θ (cr)	Θ (\ /)	Rp
30.13	3.1E-06	0.000657	1521.3	no hay

tomados de la hoja Rotación

A) la Fluencia (*)				
My [tonm]	ϕ y [rad/m]	Θ (y)	Θ (\ /)	Rp
189.80	1.97E-05	0.002311	432.6	0

tomados de la hoja Rotación

Obtención del punto de fluencia

Aplicando el método de Newmark
 $M_y = 189.80$ = My tomada del Newmark
 $\Theta(y) = 0.002311$ [rad] ROTACIÓN tomada del Newmark
 $1/\Theta(y) = 432.6$ 1/[rad]

Revisando por corte para Rp = 0.01807 1/Rp = 55.33277

$\Theta(u) = 0.02038$ = $\Theta(y) + Rp$ [rad]
 $\mu(u) = 8.819$ = $\Theta(u) / \Theta(y)$ [1]

Rp máx pw(máx) Rp mín pw(mín)
 0.05 0.0032 0 0.0009
 "capRotmáx" "sincap.Rot."

$\tan(\Theta) = 0.078677 = (L/D)^2 + 1)^{0.5} \cdot 0.5 \cdot L/D$ Θ = ángulo de la acción arco puntal

$v(o) = 0.55 = 0.7 \cdot f'c / 2000$ $v(f'c)$ = resistencia efectiva del c

$v = 0.400902 = (1 - 15Rp)v(o) >= v(o)/4$ ver Ichinose fig 5

$\cot(\phi)1 = 1.096 = 2 - 50 \cdot Rp >= 1$ ϕ = ángulo de la acción armadura

$\cot(\phi)2 = 11.10 = (j_t) / (D \tan \Theta)$: [(j_t) es la distancia entre entre el acero superior e inferior (ver Ichinose)]

$\cot(\phi)3 = 3.9 = (v \cdot f'c / (pw \cdot fwy) - 1) / 0.5$ si: $\cot(\phi)3 = \#jNUM_1$: quiere decir que la raíz fue negativa ya que no se requieren estribos

$\cot(\phi) = 1.096$ = la menor de las tres

Para una Rp = 0.01807				
M [tonm]	ϕ [rad/m]	Θ ()	Θ (\ /)	Rp
		0.02038	49.1	0.01807

suponiendo $\cot(\phi) = 1.096376$

$pw = 0.0018 = [Vu \cdot (\tan \Theta)(b)(D)(v)(f'c/2)] / [(b)(j_t)(fwy)(\cot \phi) - (1 + \cot^2 \phi)(\tan \Theta)(b)(D)(fwy/2)]$

$pw \cdot fwy = 7.5342$ = Obtenido del análisis STAAD * FC:

Para 1/Rp = 55.33277			
pw	# ramas	Est # :	Asw
0.0021	2	3	1.42

$(\tan \Theta)(b)(D)(v)(f'c)/2 = 29215.43$

$(b)(j_t)(fwy)(\cot \phi) = 2E+07$

$(1 + \cot^2 \phi)(\tan \Theta)(b)(D)(fwy/2) = 2.2E+06$

para Rp = 0.018072 $\cot(\phi) = 1.096376$ $v(o) = 0.400902$

$Vu =$ mecanismo de armadura + mecanismo de arco
 mecanismo de armadura = $(b)(j_t)(fwy)(\cot \phi)(pw) = 52233$ [kg]
 $\beta = \beta = (1 + \cot^2 \phi)(pw)(fwy)/(v \cdot f'c) = 0.1617$
 mecanismo de arco = $(\tan \Theta)(1 - \beta)(b)(D)(v)(f'c/2) = 24492$ [kg]

$Vu =$	76.73	[ton]
$Mu = Vu \cdot L/2 =$	230.18	[ton-m]
$\Theta(u) =$	0.02	
$1/\Theta(u) =$	49.06	reciproco

Rp	1/Rp	pw	# ramas	et	Est # :	S est	Asw	Vu	Mu	$\Theta(u)$	1 / $\Theta(u)$	$\mu(u)$	pw * fy
0.02	55.33	0.0021	2		3	10.39	1.42	76.73	230.18	0.0204	49.06	8.82	8.83

Vu y Mu cuando Rp=0

Rp	1/Rp	pw	# ramas	et	Est # :	S est	Asw	Vu	Mu	$\Theta(u)$	1 / $\Theta(u)$	$\mu(u)$	pw * fy
0.00	0.00	0.0009	2		3	23.976	1.42	76.73	230.18	0.0023	432.62	1.00	3.83
0.01	100.00	0.0014	2		3	15.709	1.42	96.01	288.03	0.0123	81.23	5.33	5.84
0.02	50.00	0.0024	2		3	9.255	1.42	135.01	405.03	0.0223	44.82	9.65	9.91

Figura 3.4, Cortantes y Rotaciones Trabe G2.

Elemento	Nivel(es)	Eje(s)	Con. Carga	P [ton]	Vy [ton]	Vz [ton]	Torsión	Mx[ton-m]	My[ton-m]	Vuy	Muy
G2/2305	1	6	32	0.75	69.75	89.75	2.75	0.12	200.8347	81.82	245.46

Rp	Reglamento	pw	# ramas	Est #:	S est	Asw	Vu	Mu	θ (u)	1 / θ (u)	μ (u)	pw * fy	Vure/Vuac	Vure/Vuy
0.01512	ACI común	0.001889	2	3	12.22	1.42	67.00	201.00	0.01744	57.35	7.54	7.933	0.96	0.82
0.00187	ACI dúctil	0.0010	2	3	22.25	1.42	49.45	148.36	0.00418	238.99	1.81	4.358	0.71	0.60
0.01807	RCDF común	0.002223	2	3	10.39	1.42	73.88	221.85	0.02038	49.06	8.82	9.335	1.06	0.90
0.001873	RCDF dúctil	0.001038	2	3	22.25	1.42	49.45298	148.3589	0.004184	238.99	1.81	4.358	0.71	0.60

para = 0.0010 # ramas = 2 Est # = 3 S est = 22.25 Asw = 1.42 pw * fy = 4.358
 cot(φ)1 = 1.10 = 2 - 50*Rp
 cot(φ)2 = 11.10 = (jt) / (D tan θ) : [(jt) es la distancia entre el acero superior e inferior (ver lchinose)
 cot(φ)3 = 5.2 = (v * f'c / (pw * fwy) - 1) ^ 0.5
 cot(φ) = 1.10 = la menor de las tres

para Rp = 0.018072 1 / Rp = 55.33277
 (tan θ)(b)(D)(v)(f'c)/2 = 29215.43 Vmec. arco = 25.8 ton
 (b)(jt)(fwy)(cot φ) = 2.5E+07 Vmec. armad = 26.9 ton
 (1+cot2φ)(tan θ)(b)(D)(fwy/2) = 2.2E+06 VUR = 52.66 ton

Rp	Reglamento	pw	# ramas	Est #:	S est	Asw	Vu	Mu	θ (u)	1 / θ (u)	μ (u)	pw * fy	Vure/Vuac	Vure/Vuy
0.01512	ACI común	0.001889	2	3	12.22	1.42	92.00	276.01	0.01744	57.35	7.54	7.933	1.32	1.12
0.00187	ACI dúctil	0.0010	2	3	22.25	1.42	65.90	197.70	0.00418	238.99	1.81	4.358	0.94	0.81
0.01807	RCDF común	0.002223	2	3	10.39	1.42	102.24	306.73	0.02038	49.06	8.82	9.335	1.47	1.25
0.001873	RCDF dúctil	0.001038	2	3	22.25	1.42	65.89862	197.6959	0.004184	238.99	1.81	4.358	0.94	0.81

Rp	Reglamento	pw	# ramas	Est #:	S est	Asw	Vu	Mu	θ (u)	1 / θ (u)	μ (u)	pw * fy	Vure/Vuac	Vure/Vuy
0.01512	ACI común	0.001889	2	3	12.22	1.42	116.04	348.13	0.01744	57.35	7.54	7.933	1.66	1.42
0.00187	ACI dúctil	0.0010	2	3	22.25	1.42	81.81	245.44	0.00418	238.99	1.81	4.358	1.17	1.00
0.01807	RCDF común	0.002223	2	3	10.39	1.42	129.47	388.41	0.02038	49.06	8.82	9.335	1.86	1.58
0.001873	RCDF dúctil	0.001038	2	3	22.25	1.42	81.8149	245.4447	0.004184	238.99	1.81	4.358	1.17	1.00

Valores de Cortantes para diferentes rotaciones

Rotación	Mo-Curv	Rp=0	Rp=0.01	Rp=0.02	
θ0	0.0000	0.00	76.73	96.01	135.01
θy	0.0023	76.73	76.73	96.01	135.01
θ(1/100)	0.0123	76.73	76.73	76.73	105.87
θ(1/50)	0.0223	76.73	76.73	57.44	76.73

Momento	230.18	288.03	405.03
Ductilidad por rotación =	1.00	5.33	9.65
Holgura respecto momento elástico =	1.00	1.25	1.76

ACI común	ACI dúctil	RCDF com	RCDF dúctil
116.04	81.81	129.47	81.81
116.04	81.81	129.47	81.81
92.00	65.90	102.24	65.90
67.00	49.45	73.88	49.45
7.54	1.81	8.82	1.81

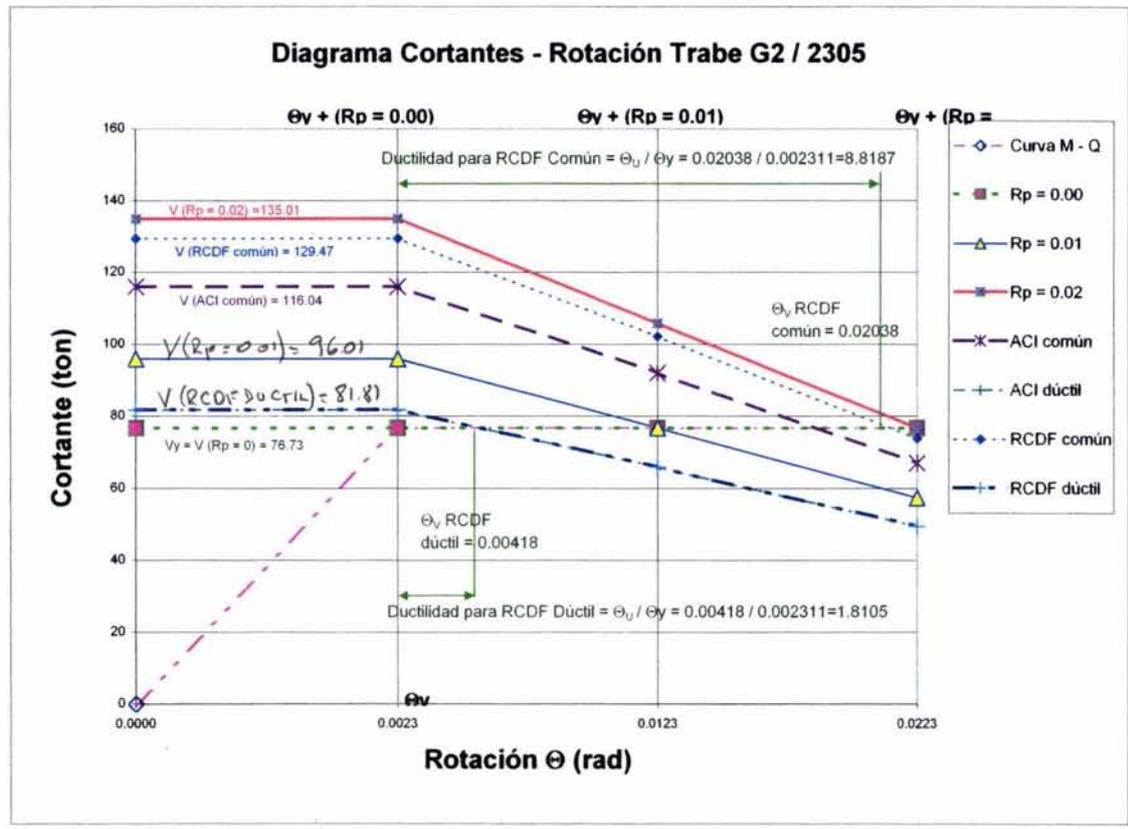


Figura 3.4. Cortantes y Rotaciones Trabe G2 (continuación).

Demanda de estribos para diferentes rotaciones plásticas y cálculo de (pw * fy)

Tesis: Revisión de dos condiciones de desempeño de estructuras de concreto reforzado

Descripción: Columna C1 / 2853, del Nivel 1, en el cruce de ejes 6 y C

Obtención del punto de comportamiento elástico (al esfuerzo de agrietamiento)

$\phi_{cr} = 1.2E-05$ [rad/cm] CURVATURA tomada del Newmark =
 $\Theta (cr) = 0.00080$ [rad] ROTACIÓN tomada del Newmark
 $Ko = 1248.8$ Mcr / Q(cr) [kgcm/rad] $1/\Theta(cr) = 1248.8$

Al agrietamiento (*)				
Mgr [tonm]	ϕ gr [rad/m]	Θ (cr)	Θ (%)	Rp
169.45	1.2E-05	0.000801	1248.8	no hay

tomados de la hoja Rotación

Obtención del punto de fluencia

Aplicando el método de Newmark
 $M_y = 9202.63$ = My tomada del Newmark
 $\Theta (y) = 0.043488$ [rad] ROTACIÓN tomada del Newmark
 $1/\Theta(y) = 23.0$ 1/[rad]

A la Fluencia (*)				
My [tonm]	ϕ Y [rad/m]	Θ (y)	Θ (%)	Rp
9202.63	0.000652	0.043488	23.0	0

tomados de la hoja Rotación

Revisando por corte para Rp = 0.051 1/Rp = 19.46867

$\Theta (u) = 0.09485$ = $\Theta(y) + Rp$ [rad]
 $\mu (u) = 2.181$ $\Theta(u)/\Theta(y)$ [1]

Rp máx pw(máx) Rp mín pw(mín)
 0.05 0.0026 0 0.0002
 "capRotmáx" "sincap.Rot."

Para una Rp = 0.05				
M [tonm]	ϕ [rad/m]	Θ ()	Θ (%)	Rp
	0.09485	10.5	0.05	

$\tan(\Theta) = 0.117121 = (L/D)^2 + 1)^{0.5} \cdot 0.5 \cdot L/D$ Θ = ángulo de la acción arco puntal
 $v(o) = 0.55 = 0.7 \cdot f'c / 2000$ $v(f'c)$ = resistencia efectiva del c
 $v = 0.1375 = (1-15Rp)v(o) \geq v(o)/4$ ver Ichinose fig 5

$\cot(\phi)1 = 1.00 = 2 - 50 \cdot Rp \geq 1$ ϕ = ángulo de la acción armadura
 $\cot(\phi)2 = 7.46 = (j) / (D \tan \Theta)$: [(j) es la distancia entre el acero superior e inferior (ver Ichinose)]
 $\cot(\phi)3 = 1.8 = (v \cdot f'c / (pw \cdot fy)) - 1$ 0.5 si: $\cot(\phi)3 = \# |NUM|$: quiere decir que la raíz fue negativa ya que no se requieren estribos
 $\cot(\phi) = 1.00$ = la menor de las tres

suponiendo $\cot(\phi) = 1$
 $pw = 0.0023 = [Vu \cdot (\tan \Theta)(b)(D)(v)(f'c/2)] / [(b)(j)(fy)(\cot \phi) - (1 + \cot^2 \phi)(\tan \Theta)(b)(D)(fy/2)]$
 $pw \cdot fy = 9.6293$ = Obtenido del análisis STAAD * FC:

Para 1/Rp = 19.46867			
pw	# ramas	Est # :	Asw
0.0026	4	4	5.08
s = Asw/(b*pw) = 20.58 [cm]			

para Rp = 0.051365 $\cot(\phi) = 1$ $v(o) = 0.1375$
 $Vu =$ mecanismo de armadura + mecanismo de arco
 mecanismo de armadura = $(b)(j)(fy)(\cot \phi)(pw) = 86038$ [kg]
 $\beta = (1 + \cot^2 \phi)(pw)(fy) / (v(o) \cdot f'c) = 0.5290$
 mecanismo de arco = $(\tan \Theta)(1 - \beta)(b)(D)(v(o))(f'c/2) = 10287$ [kg]
 $Vu = 96.31$ [ton]
 $Mu = Vu \cdot L/2 = 192.61$ [ton-m]
 $\Theta (u) = 0.09$
 $1 / \Theta (u) = 10.54$ recíproco

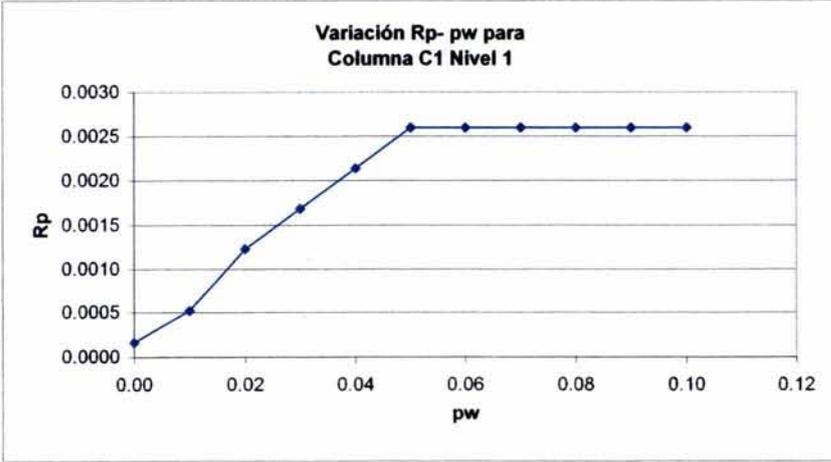
Rp	1/Rp	pw	# ramas	Est # :	S est	Asw	Vu	Mu	$\Theta (u)$	1 / $\Theta (u)$	$\mu (u)$	pw * fy
0.05	19.47	0.0026	4	4	20.58	5.08	96.31	192.61	0.0949	10.54	2.18	10.91

pw * fy

Vu y Mu cuando Rp=0

Rp	1/Rp	pw	# ramas	Est # :	S est	Asw	Vu	Mu	$\Theta (u)$	1 / $\Theta (u)$	$\mu (u)$	pw * fy
0.00	0.00	0.0002	2	3	90.55	1.42	96.31	192.61	0.0435	23.00	1.00	0.69
0.01	100.00	0.0005	2	3	28.61	1.42	96.31	192.61	0.0535	18.70	1.23	2.19
0.02	50.00	0.0012	2	3	12.156	1.42	96.31	192.61	0.0635	15.75	1.46	5.16

pw * fy



Rp	pw
0.00	0.00017
0.01	0.00052
0.02	0.00123
0.03	0.00169
0.04	0.00214
0.05	0.00260
0.06	0.00260
0.07	0.00260
0.08	0.00260
0.09	0.00260
0.10	0.00260

Figura 3.5. Cortantes y Rotaciones Columna C1.

Elemento	Nivel(es)	Eje(s)	Con.Carga	P [ton]	Vy [ton]	Vz [ton]	Torsión	Mx[ton-m]	My[ton-m]	Vuy	Muy
C1 / 2853	1	6 y C	32	842.19	87.55	87.55	0.02	61.4	305.7725	152.89	480.50

Rp	Reglamento	pw	# ramas es	Est # :	S est	Asw	Vu	Mu	θ (u)	1 / θ (u)	μ (u)	Rp = 0.020 para Rp = 0.020
0.01785	ACI común	0.001104	3	3	21.93	2.13	92.69	185.39	0.06134	16.3	1.410	pw * fy
capRotmáx	ACI dúctil	0.0068	3	5	10.00	5.94	254.62	509.23	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	Vure/Vuac
capRotmáx	RCDF común	0.002965	4	4	19.47	5.08	146.08	292.16	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	Vure/Vuy
capRotmáx	RCDF dúctil	0.008659	6	4	10.00	7.62	309.3641	618.7281	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	

para = 0.0087 # ramas es 6 Est # : 4 S est 10.00 Asw 7.62 pw * fy 36.368

cot (φ)1 = 1.00 = 2 - 50*Rp

cot (φ)2 = 7.46 = (jt) / (D tan θ) ; [(jt) es la distancia entre el acero superior e inferior (ver lchinose)]

cot (φ)3 = 0.4 = (v * f'c / (pw * fy) - 1) * 0.5

cot (φ) = 0.37 = la menor de las tres

(tan θ)(b)(D)(v)(f'c)/2 = 21800.99

(b)(jt)(fwy)(cot φ) = 1.2E+07

(1+cot2φ)(tan θ)(b)(D)(fwy/2) = 2.5E+06

para Rp = 0.051365 1 / Rp = 19.46867

Vmec. arco = 105.06 ton

Vmec. armad = 0.00 ton

VUR = 105.06 ton SIN TOMAR EN CUENTA LA CARGA AXIAL

Rp	Reglamento	pw	# ramas es	Est # :	S est	Asw	Vu	Mu	θ (u)	1 / θ (u)	μ (u)	Rp = 0.010 para Rp = 0.010
0.01785	ACI común	0.001104	3	3	21.93	2.13	120.99	241.97	0.06134	16.3	1.410	pw * fy
capRotmáx	ACI dúctil	0.0068	3	5	10.00	5.94	360.74	721.48	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	Vure/Vuac
capRotmáx	RCDF común	0.002965	4	4	19.47	5.08	200.03	400.07	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	Vure/Vuy
capRotmáx	RCDF dúctil	0.008659	6	4	10.00	7.62	441.80	883.6002	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	

Rp	Reglamento	pw	# ramas es	Est # :	S est	Asw	Vu	Mu	θ (u)	1 / θ (u)	μ (u)	Rp = 0.000 para Rp = 0.000
0.01785	ACI común	0.001104	3	3	21.93	2.13	148.05	296.11	0.06134	16.3	1.410	pw * fy
capRotmáx	ACI dúctil	0.0068	3	5	10.00	5.94	459.37	918.73	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	Vure/Vuac
capRotmáx	RCDF común	0.002965	4	4	19.47	5.08	250.70	501.39	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	Vure/Vuy
capRotmáx	RCDF dúctil	0.008659	6	4	10.00	7.62	539.3078	1078.616	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	

Valores de Cortantes para diferentes rotaciones Graficados en la Figura No. 4

Rotación	Rotación	Mo-Curv	Rp=0	Rp=0.01	Rp=0.02
θ0	0.0000	0.00	96.31	96.31	96.31
θy	0.0435	96.31	96.31	96.31	96.31
θ(1/100)	0.0535	96.31	96.31	96.31	96.31
θ(1/50)	0.0635	96.31	96.31	96.31	96.31

ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil
148.05	459.37	250.70	539.3078
148.05	459.37	250.70	539.3078
120.99	360.74	200.03	441.8001
92.69	254.62	146.08	309.3641

Momento =	192.61	192.61	192.61
Ductilidad por rotación =	1.00	1.23	1.46
Holgura respecto momento elástico =	1.00	1.00	1.00

ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil
1.410	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx

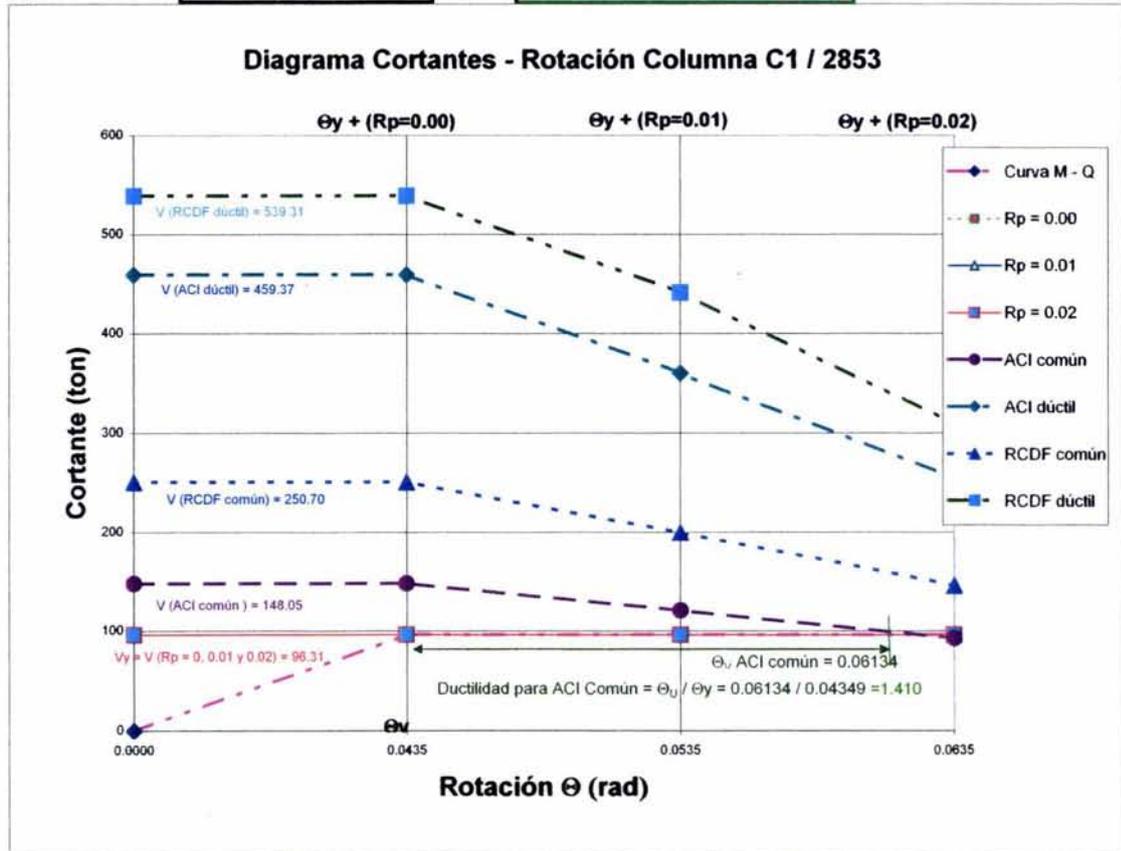


Figura 3.5, Cortantes y Rotaciones Columna C1 (continuación).

4.- NIVELES DE DEMANDA ESPERADA SEGÚN EL DISEÑO Y NIVELES DE DEMANDA REAL.-

4.1.- Niveles de demanda de rotación analizados.

En los capítulos anteriores se presentaron las normas y secuencia de dimensionamiento por flexión y por cortante, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y el ACI, para marcos comunes y para marcos dúctiles. También se presentó el procedimiento para obtener el dimensionamiento de una sección para refuerzo por cortante de acuerdo a una rotación plástica dada, para compararla con la rotación por flexión que se alcanza de acuerdo a una ductilidad deseada del elemento estructural analizado. Con esto se logra el objetivo de que, fijándonos una ductilidad que se pretenda tenga la sección analizada, la rotación plástica a la falla producida por cortante sea mayor que la rotación plástica por flexión, esto es, se previene la falla de cortante antes de que la sección alcance la capacidad de deformación última por flexión obteniendo un comportamiento dúctil de dicha sección.

Para comparar los resultados obtenidos se eligió el parámetro $p_w * f_{yw}$ que es el producto de multiplicar el porcentaje de acero del refuerzo transversal de cortante por el esfuerzo de fluencia del mismo refuerzo, para después compararlo con la capacidad de deformación, o sea la rotación plástica, que se desee que sea capaz de soportar la sección estudiada. Se escogieron para esta comparación las rotaciones plásticas de 0, 0.01 y 0.02, o sea 0, 1/100 y 1/200 radianes, pudiendo tener presente las recomendaciones de las normas japonesas presentadas en el Japanese Guidelines para capacidades de deformación de miembros dúctiles que son:

1/40 = 0.025 rad, para vigas conectadas a muros de cortante.

1/50 = 0.02 rad, para otras vigas.

1/67 = 0.015 rad, para columnas.

En el caso de marcos dúctiles se presentan los valores de $p_w * f_{yw}$ obtenidos de acuerdo a las recomendaciones de la sección 5.2.3 del RCDF, haciendo caso omiso al último párrafo que dice "...en toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.", con el objeto de poder hacer la comparación con los demás casos estudiados. También se presentan las gráficas de la Rotación de la sección que es posible alcanzar con el refuerzo por cortante obtenido de los reglamentos estudiados y las gráficas de Ductilidad, que de igual forma son capaces de alcanzar los miembros estudiados con el refuerzo transversal obtenidos de los reglamentos.

Se presentan al final de este capítulo la comparación de cuatro traveses, (Figuras 4.1 a 4.7), una trabe central y una extrema de los marcos del eje (6) y dos traveses del eje (C) y las tres columnas C1, C2 y C3, para los doce niveles del edificio estudiado.

4.2.- Comparativa de niveles de demanda de rotación de trabes.

De acuerdo al dimensionamiento del refuerzo transversal obtenido con las condiciones señaladas para los reglamentos RCDF y ACI y comparadas con las obtenidas para las tres rotaciones plásticas indicadas anteriormente, de las gráficas presentadas $pw \cdot fyw$, Rotación y Ductilidad de trabes para los doce niveles del edificio, se pueden hacer las siguientes observaciones:

4.2.1.- Trabe G1 del eje (6) entre los ejes (C1) y (D), (Figura 4.1).- Esta trabe corresponde a una trabe extrema del marco transversal central del edificio y de las gráficas obtenidas se pueden observar los siguientes puntos:

4.2.1.a) De la gráfica correspondiente al índice de refuerzo transversal $pw \cdot fyw$ y de la gráfica de Rotación se observa lo siguiente:

Las fórmulas y recomendaciones para marcos dúctiles, para cualquier trabe de la estructura y para cualquier nivel, tanto en el reglamento del RCDF como del ACI, son exactamente las mismas.

Para esta trabe, los índices de refuerzo, $pw \cdot fyw$, para el RCDF para marcos comunes varían entre 20% y 47 % mayores que los obtenidos con el ACI para marcos comunes excepto en los dos últimos niveles, donde rigen marcos dúctiles, con los mismos valores para el RCDF Y ACI.

El refuerzo transversal obtenido con el RCDF para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 9, después, o sea en los niveles 10 al 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del RCDF para marcos dúctiles.

El refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 6, después, o sea en los niveles del 7 al 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del ACI para marcos dúctiles.

La gráfica combinada del RCDF común y RCDF dúctil, donde rige cada una de ellas, se localiza entre las gráficas de $R_p = 0.01$ y $R_p = 0.02$, lo cual nos indica que con las recomendaciones del RCDF se lograría una rotación plástica del orden de $R_p = 0.015$ (1/66), excepto en los pisos 11 y 12 donde la rotación es del orden de $R_p = 0.03$ (1/33).

La gráfica combinada del ACI común y ACI dúctil, donde rige cada una de ellas se localiza prácticamente en el lugar de la gráfica $R_p = 0.01$, lo cual nos indica que con las recomendaciones del ACI se lograría una rotación plástica del orden de $R_p = 0.01$ (1/100), y de igual forma que para el RCDF la rotación alcanzada en los pisos 11 y 12 es de $R_p = 0.03$ (1/33).

4.2.1.b) De la gráfica correspondiente a la Ductilidad y analizando las zonas en que rigen las recomendaciones para marcos dúctiles y/o comunes, se observa lo siguiente:

Con los resultados obtenidos con el RCDF se obtuvieron ductilidades del orden de 5 del nivel 1 al nivel 10; para los niveles 11 y 12 la ductilidad alcanza valores de 7 o mayores.

Con los resultados obtenidos con el ACI la ductilidad está cercana a 4 del nivel 1 al 10 y mayor para los niveles 11 y 12.

4.2.2.- Trabe G2 del eje (6) entre los ejes (B1) y (C), (Figura 4.2).- Esta trabe corresponde a una trabe interior del marco transversal central del edificio y de las gráficas obtenidas se pueden observar los siguientes puntos:

4.2.2.a) De la gráfica correspondiente al índice de refuerzo transversal $p_w \cdot f_{yw}$ y de la gráfica de Rotación se observa lo siguiente:

Para la trabe G2, los índices de refuerzo, $p_w \cdot f_{yw}$, para el RCDF para marcos comunes varían entre 15 % y 22 % mayores que los obtenidos con el ACI para marcos comunes para los niveles del 1 al 10., excepto en los dos últimos niveles, donde rigen marcos dúctiles, con los mismos valores para el RCDF Y ACI.

El refuerzo transversal obtenido con el RCDF para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 10, después, o sea en los niveles 11 y 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del RCDF para marcos dúctiles.

El refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 8, después, o sea en los niveles del 9 al 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del ACI para marcos dúctiles.

La gráfica combinada del RCDF común y RCDF dúctil, donde rige cada una de ellas se localiza entre las gráficas $R_p = 0.02$ y $R_p = 0.01$, lo cual nos indica que con las recomendaciones del RCDF se lograría una rotación plástica del orden promedio de $R_p = 0.018$ (1/55).

La gráfica combinada del ACI común y ACI dúctil, donde rige cada una de ellas se localiza entre las gráficas $R_p = 0.01$ y $R_p = 0.02$, lo cual nos indica que con las recomendaciones del ACI se lograría una rotación plástica igual o mayor de $R_p = 0.015$ (1/167).

4.2.2.b) De la gráfica correspondiente a la Ductilidad y analizando las zonas en que rigen las recomendaciones para marcos dúctiles y/o comunes, se observa lo siguiente:

Con los resultados obtenidos con el RCDF se obtuvieron ductilidades con valores de 7.62 hasta mayores de 12 del nivel 1 al nivel 9; para los niveles 10 al 12 la ductilidad alcanza valores de 8.57 hasta 20.41.

Con los resultados obtenidos con el ACI la ductilidad está cercana a 7 del nivel 1 al 10 y mayor de 18 para los niveles 11 y 12.

4.2.3.- Trabe G5 del eje (C) entre los ejes (1) y (2), (Figura 4.3).- Esta trabe corresponde a una trabe extrema del marco longitudinal central del edificio y de las gráficas obtenidas se pueden observar los siguientes puntos:

4.2.3.a) De la gráfica correspondiente al índice de refuerzo transversal $\rho_w \cdot f_{yw}$ y de la gráfica de Rotación se observa lo siguiente:

Para esta trabe, los índices de refuerzo, $\rho_w \cdot f_{yw}$, para el RCDF para marcos comunes son mayores que los obtenidos con el ACI para marcos comunes de los niveles 1 al 5 del orden de 30 %, del 6 % en los niveles del 6 al 10 y en los niveles 11 y 12 con el ACI, contrariamente con lo anterior, se obtienen valores 250 % mayores que con el RCDF. Es conveniente recalcar que en estos dos últimos niveles, tanto en el ACI como en el RCDF, no rigen las recomendaciones para traveses de marcos comunes sino para traveses de marcos dúctiles.

El refuerzo transversal obtenido con el RCDF para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 4, después, o sea en los niveles 5 al 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del RCDF para marcos dúctiles.

El refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 3, después, o sea en los niveles del 4 al 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del ACI para marcos dúctiles.

La gráfica combinada del RCDF común y RCDF dúctil, donde rige cada una de ellas se localiza entre las gráficas de $R_p = 0.01$ y $R_p = 0.02$, lo cual nos indica que con las recomendaciones del RCDF se lograría una rotación plástica del orden de $R_p = 0.017$ (1/59) para los niveles del 1 al 4; del nivel 5 al 9, donde rige el RCDF dúctil, se alcanza una rotación plástica de $R_p = 0.017$ (1/59) a $R_p = 0.039$ (1/25); y para los niveles 10, 11 y 12 la rotación plástica sería mayor de $R_p = 0.05$ (1/20) que es el límite máximo de rotación plástica que pudiera alcanzar una sección independientemente de la cantidad de refuerzo transversal que tuviera.

La gráfica combinada del ACI común y ACI dúctil, donde rige cada una de ellas se localiza prácticamente en el lugar de la gráfica $R_p = 0.01$, para los niveles del 1 al 5, lo cual nos indica que en estos niveles, con las recomendaciones del ACI se lograría una rotación plástica del orden de $R_p = 0.01$ (1/100); en los siguientes niveles rigen las normas para marcos dúctiles con valores variables de $R_p = 0.017$ (1/59) a $R_p = 0.039$ (1/25) para niveles 6 al 9; y en los niveles 10, 11 y 12, de la misma forma que para el RCDF se podría desarrollar la máxima capacidad de deformación post - fluencia de $R_p = 0.050$ (1/20).

4.2.3.b) De la gráfica correspondiente a la Ductilidad y analizando las zonas en que rigen las recomendaciones para marcos dúctiles y/o comunes, se observa lo siguiente:

Con los resultados obtenidos con el RCDF se obtuvieron ductilidades entre 6 y 8 del nivel 1 al nivel 9; para los niveles 10 al 12 la ductilidad alcanza valores máximos correspondientes a la deformación máxima de 0.05.

Con los resultados obtenidos con el ACI la ductilidad está entre 4.63 y 9 del nivel 1 al 9 y para los niveles del 10 al 12, de igual forma que para el RCDF, ductilidad alcanza valores máximos correspondientes a la deformación máxima de 0.05.

4.2.4.- Trabe G5 del eje (C) entre los ejes (6) y (7), (Figura 4.4).- Esta trabe corresponde a una trabe interior del marco longitudinal central del edificio y de las gráficas obtenidas se pueden observar los siguientes puntos:

4.2.4.a) De la gráfica correspondiente al índice de refuerzo transversal $\rho_w \cdot f_{yw}$ y de la gráfica de Rotación se observa lo siguiente:

Para la trabe G5, los índices de refuerzo, $\rho_w \cdot f_{yw}$, para el RCDF para marcos comunes son del orden de 22 hasta 42 % mayores que los obtenidos con el ACI para marcos comunes en los niveles de 1 al 9 y del 6 % para los niveles del 10 al 12.

El refuerzo transversal obtenido con el RCDF para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 7, después, o sea en los niveles del 8 al 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del RCDF para marcos dúctiles.

El refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos comunes rige del nivel 1 al nivel 4, después, o sea en los niveles del 5 al 12, rige el refuerzo transversal obtenido con las recomendaciones del ACI para marcos dúctiles.

La gráfica combinada del RCDF común y RCDF dúctil, donde rige cada una de ellas se localiza cercana a la gráfica $R_p = 0.02$ o mayor, lo cual nos indica que con las recomendaciones del RCDF se lograría una rotación plástica mínima del orden de $R_p = 0.018$ (1/55).

La gráfica combinada del ACI común y ACI dúctil, donde rige cada una de ellas se localiza entre las gráficas $R_p = 0.01$ y $R_p = 0.02$, lo cual nos indica que con las recomendaciones del ACI se lograría una rotación plástica igual o mayor $R_p = 0.013$ (1/77) para los niveles del 1 al 7, para los niveles del 8 al 10 se alcanza una rotación plástica entre de $R_p = 0.02$ (1/50) y para los niveles 11 y 12 de $R_p = 0.05$ (1/20).

4.2.4.b) De la gráfica correspondiente a la Ductilidad y analizando las zonas en que rigen las recomendaciones para marcos dúctiles y/o comunes, se observa lo siguiente:

Con los resultados obtenidos con el RCDF se obtuvieron ductilidades con valores de 6.56 hasta mayores de 9 del nivel 1 al nivel 8; para los niveles 9 al 12 la ductilidad alcanza valores de 10 hasta 35.

Con los resultados obtenidos con el ACI la ductilidad está cercana a 6 del nivel 1 al 7 y de 8 hasta 35 para los niveles 8 al 12.

4.3.- Comparativa de niveles de demanda de rotación de columnas.

De acuerdo al dimensionamiento del refuerzo transversal obtenido con las condiciones señaladas para los reglamentos RCDF y ACI y comparadas con las obtenidas para las tres rotaciones plásticas $R_p = 0$ (0), $R_p = 0.01$ (1/100) y $R_p = 0.02$ (1/200) y de las gráficas presentadas $p_w \cdot f_{yw}$, Rotación y Ductilidad de columnas para los doce niveles del edificio, se pueden hacer las siguientes observaciones:

4.3.1.- Columna C1 entre los ejes (6) y (C), (Figura 4.5).- Esta columna corresponde a una columna central, tanto de un marco transversal como de un marco longitudinal, del edificio en estudio y de las gráficas obtenidas se pueden realizar los siguientes comentarios:

4.3.1.a) De la gráfica correspondiente al índice de refuerzo transversal $p_w \cdot f_{yw}$ y de la gráfica de Rotación se observa lo siguiente:

A diferencia de lo mencionado para las trabes, los resultados de las recomendaciones para marcos dúctiles, tanto para el RCDF como para el ACI, son diferentes, obteniendo siempre valores más altos al seguir el Reglamento del RCDF que al seguir con el ACI.

Para la columna C1 y comparando los resultados del RCDF con el ACI para marcos comunes, los índices de refuerzo obtenidos, $p_w \cdot f_{yw}$, son mayores para el RCDF entre 200 y 500 % que para el ACI. Para los marcos dúctiles las fórmulas son las mismas pero con coeficientes diferentes, lo que arroja valores constantes para el RCDF de 1.28 y 1.50 mayores que para el ACI.

El refuerzo transversal obtenido con el RCDF para marcos dúctiles siempre resulta mayor que para marcos comunes del 200 al 500 % entre los niveles 1 al 9; para los niveles 11 y 12 los valores de marcos comunes son 1000% mayores que para dúctiles.

El refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos dúctiles siempre resulta mayor que para marcos comunes del 400 al 700 % entre los niveles 1 al 6; para los niveles del 7 al 12 los valores de marcos comunes son de 1200% a 1800 % mayores que para dúctiles.

La rotación que se puede alcanzar con las recomendaciones del RCDF siempre es mayor de 1/20 (0.05) que es la máxima rotación que es capaz de soportar la sección de un elemento.

La rotación que se puede alcanzar con las recomendaciones del ACI para marcos dúctiles es mayor de 1/20 (0.05) que es la máxima rotación que es capaz de soportar la sección de un elemento; sin embargo, usando las fórmulas del ACI para marcos comunes, la rotación que puede alcanzar esta columna varía entre 0.01785 (1/56) y 0.03831 (1/26).

4.3.1.b) De la gráfica correspondiente a la Ductilidad se observa lo siguiente:

Con el RCDF siempre se obtienen una ductilidad mayor que la ductilidad que se puede desarrollar en una sección con la rotación máxima que es recomendable tener.

Con el ACI y para marcos dúctiles, igual que para el RCDF, la ductilidad que se puede desarrollar en una sección es mayor que la que produce la rotación máxima recomendable; pero para marcos comunes y con excepción del último nivel que puede desarrollar la rotación ductilidad máxima, los valores de ductilidad obtenidos varían de 1.41 a 1.97.

4.3.2.- Columna C2 entre los ejes (6) y (D), (Figura 4.6).- Esta columna corresponde a una columna extrema del edificio y corresponde a una columna central del marco longitudinal y una columna extrema del marco transversal. De las gráficas obtenidas se pueden realizar los siguientes comentarios:

4.3.2.a) De la gráfica correspondiente al índice de refuerzo transversal $\rho_w \cdot f_{yw}$ y de la gráfica de Rotación se observa lo siguiente:

A diferencia de lo mencionado para las trabes, de igual forma que en la columna C1, los resultados de las recomendaciones para marcos dúctiles, tanto para el RCDF como para el ACI, son diferentes, obteniendo siempre valores más altos al seguir el Reglamento del RCDF que al seguir con el ACI.

Para la columna C2 y comparando los resultados del RCDF con el ACI para marcos comunes, los índices de refuerzo obtenidos, $\rho_w \cdot f_{yw}$, son mayores para el RCDF entre 109 y 407 % que para el ACI. Para los marcos dúctiles las fórmulas son las mismas pero con coeficientes diferentes, lo que arroja valores constantes para el RCDF de 1.20 y 1.50 mayores que para el ACI.

El refuerzo transversal obtenido con el RCDF para marcos dúctiles siempre resulta mayor que para marcos comunes del 284 % al 312 % entre los niveles 1 al 8; del 559 % al 670 % para los niveles 9 al 11; y del 1006 % para el nivel 12.

El refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos dúctiles siempre resulta mayor que para marcos comunes del 600 al 1023 % entre los niveles 1 al 12.

La rotación que se puede alcanzar con las recomendaciones del RCDF siempre es mayor de $1/20$ (0.05) que es la máxima rotación que es capaz de soportar la sección de un elemento.

La rotación que se puede alcanzar con las recomendaciones del ACI para marcos dúctiles es mayor de $1/20$ (0.05) que es la máxima rotación que es capaz de soportar la sección de un elemento; sin embargo, usando las fórmulas del ACI para marcos comunes, la rotación que puede alcanzar esta columna varía entre 0.01857 ($1/54$) y 0.04572 ($1/22$).

4.3.2.b) De la gráfica correspondiente a la Ductilidad se observa lo siguiente:

Con el RCDF, tanto para marcos comunes que para dúctiles, siempre se obtienen una ductilidad mayor que la ductilidad que se puede desarrollar en una sección con la rotación máxima que es recomendable tener.

Con el ACI y para marcos dúctiles, igual que para el RCDF, la ductilidad que se puede desarrollar en una sección es mayor que la que produce la rotación máxima recomendable; pero para marcos comunes y con excepción de los niveles 10, 11 y 12 que puede desarrollar la rotación ductilidad máxima, los valores de ductilidad obtenidos varían de 1.39 a 2.10.

4.3.3.- Columna C3 entre los ejes (1) y (C). (Figura 4.7).- Esta columna corresponde a una columna extrema del edificio y corresponde a una columna central del marco transversal y una columna extrema del marco longitudinal. De las gráficas obtenidas se pueden realizar los siguientes comentarios:

4.3.3.a) De la gráfica correspondiente al índice de refuerzo transversal $\rho_w \cdot f_{yw}$ y de la gráfica de Rotación se observa lo siguiente:

De igual forma que en las columnas C1 y C2 y a diferencia de lo mencionado para las trabes, los resultados de las recomendaciones para marcos dúctiles, tanto para el RCDF como para el ACI, son diferentes, obteniendo siempre valores más altos al seguir el Reglamento del RCDF que al seguir con el ACI.

Para la columna C3 y comparando los resultados del RCDF con el ACI para marcos comunes, los índices de refuerzo obtenidos, $\rho_w \cdot f_{yw}$, son mayores para el RCDF entre 163 y 203 % que para el ACI. Para los marcos dúctiles las fórmulas son las mismas pero con coeficientes diferentes, lo que arroja valores constantes para el RCDF de 1.20 y 1.50 mayores que para el ACI.

El refuerzo transversal obtenido con el RCDF para marcos dúctiles siempre resulta mayor que para marcos comunes del 167 al 356 % entre los niveles 1 al 12.

El refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos dúctiles siempre resulta mayor que para marcos comunes del 286 al 484 % entre los niveles 1 al 12.

La rotación que se puede alcanzar con las recomendaciones del RCDF siempre es mayor de $1/20$ (0.05) que es la máxima rotación que es capaz de soportar la sección de un elemento.

La rotación que se puede alcanzar con las recomendaciones del ACI para marcos dúctiles siempre es mayor de $1/20$ (0.05) que es la máxima rotación que es capaz de soportar la sección de un elemento.

4.3.3.b) De la gráfica correspondiente a la Ductilidad, como la Figura No. 2 y 4, se observa lo siguiente:

Con el RCDF, tanto para marcos comunes que para dúctiles, siempre se obtienen una ductilidad mayor que la ductilidad que se puede desarrollar en una sección con la rotación máxima que es recomendable tener.

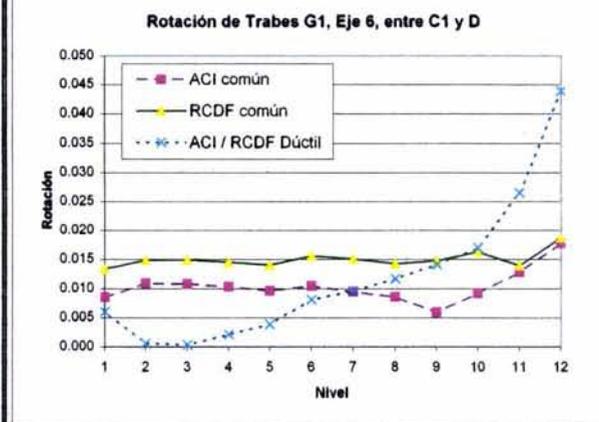
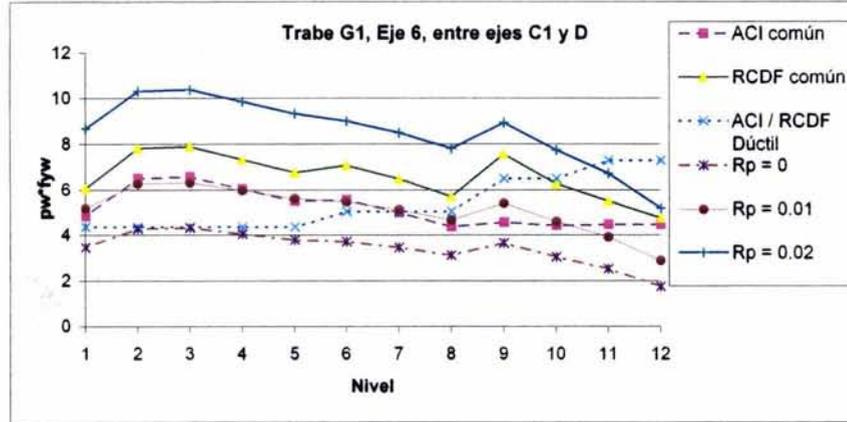
En esta columna C3 con el ACI, tanto para marcos comunes como para marcos dúctiles, siempre se obtienen una ductilidad mayor que la ductilidad que se puede desarrollar en una sección con la rotación máxima que es recomendable tener.

Valores de pw^*fyw de la viga G1 Eje (6), entre ejes (C1) y (D)

Trabe	Nivel	ACI común		ACI dúctil y RCDF común		ACI dúctil y RCDF dúctil			RCDFc/ACIc
		ACI común	RCDF común	ACI dúctil y RCDF común	RCDF dúctil	Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02	
G1 / 147	12	4.465	4.744	7.276	7.276	1.732	2.875	5.171	1.063
G1 / 343	11	4.465	5.496	7.276	7.276	2.513	3.905	6.707	1.231
G1 / 539	10	4.428	6.266	6.494	6.494	3.041	4.597	7.732	1.415
G1 / 735	9	4.560	7.557	6.494	6.494	3.647	5.396	8.924	1.471
G1 / 931	8	4.373	5.702	5.027	5.027	3.103	4.663	7.808	1.304
G1 / 1127	7	4.991	6.478	5.027	5.027	3.444	5.112	8.477	1.298
G1 / 1323	6	5.550	7.072	5.027	5.027	3.704	5.455	8.989	1.274
G1 / 1519	5	5.505	6.755	4.358	4.358	3.776	5.611	9.315	1.227
G1 / 1715	4	6.037	7.320	4.358	4.358	4.041	5.959	9.835	1.213
G1 / 1911	3	6.571	7.898	4.358	4.358	4.307	6.310	10.358	1.200
G1 / 2107	2	6.503	7.815	4.358	4.358	4.273	6.265	10.291	1.202
G1 / 2303	1	4.838	6.047	4.358	4.358	3.444	5.173	8.663	1.250

Valores de Rp de la viga G1 Eje (6), entre ejes (C1) y (D)

Trabe	Nivel	ACI común		ACI dúctil y RCDF común		RCDFc/ACIc
		ACI común	RCDF común	ACI dúctil y RCDF común	RCDF dúctil	
G1 / 147	12	0.018	0.019	0.044	0.044	
G1 / 343	11	0.013	0.014	0.026	0.026	
G1 / 539	10	0.009	0.016	0.017	0.017	
G1 / 735	9	0.006	0.015	0.014	0.014	
G1 / 931	8	0.009	0.014	0.012	0.012	
G1 / 1127	7	0.009	0.015	0.010	0.010	
G1 / 1323	6	0.010	0.016	0.008	0.008	
G1 / 1519	5	0.010	0.014	0.004	0.004	
G1 / 1715	4	0.010	0.015	0.002	0.002	
G1 / 1911	3	0.011	0.015	0.000	0.000	
G1 / 2107	2	0.011	0.015	0.001	0.001	
G1 / 2303	1	0.008	0.013	0.006	0.006	



Ductilidad de Cortante, Trabe G1, eje (6), entre C1 y D								
Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
G1 / 147	12	5.07	11.06	5.29	11.06	1.000	3.294	5.587
G1 / 343	11	3.78	6.77	4.04	6.77	1.000	3.182	5.364
G1 / 539	10	3.03	4.77	4.62	4.77	1.000	3.219	5.438
G1 / 735	9	3.29	6.43	6.69	6.43	1.000	4.865	8.730
G1 / 931	8	3.23	4.04	4.73	4.04	1.000	3.612	6.225
G1 / 1127	7	4.47	4.53	6.54	4.53	1.000	4.675	8.350
G1 / 1323	6	3.72	3.10	5.07	3.10	1.000	3.612	6.225
G1 / 1519	5	3.42	1.97	4.55	1.97	1.000	3.532	6.065
G1 / 1715	4	3.61	1.53	4.67	1.53	1.000	3.532	6.065
G1 / 1911	3	3.77	1.09	4.78	1.09	1.000	3.532	6.065
G1 / 2107	2	3.75	1.14	4.76	1.14	1.000	3.532	6.065
G1 / 2303	1	3.51	2.77	4.95	2.77	1.000	3.956	6.911
G1 / 147	12	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	1.000	3.294	5.587
G1 / 343	11	0<Rp<0.01	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	1.000	3.182	5.364
G1 / 539	10	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	3.219	5.438
G1 / 735	9	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.865	8.730
G1 / 931	8	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	3.612	6.225
G1 / 1127	7	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	4.675	8.350
G1 / 1323	6	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	3.612	6.225
G1 / 1519	5	0<Rp<0.01	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	3.532	6.065
G1 / 1715	4	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	3.532	6.065
G1 / 1911	3	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	3.532	6.065
G1 / 2107	2	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	3.532	6.065
G1 / 2303	1	0<Rp<0.01	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	3.956	6.911

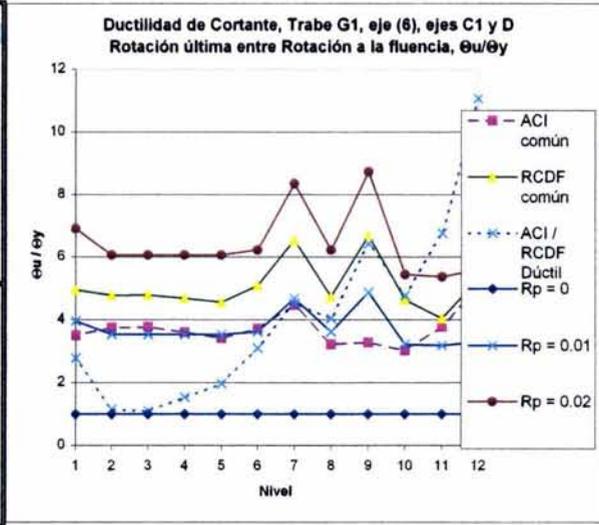
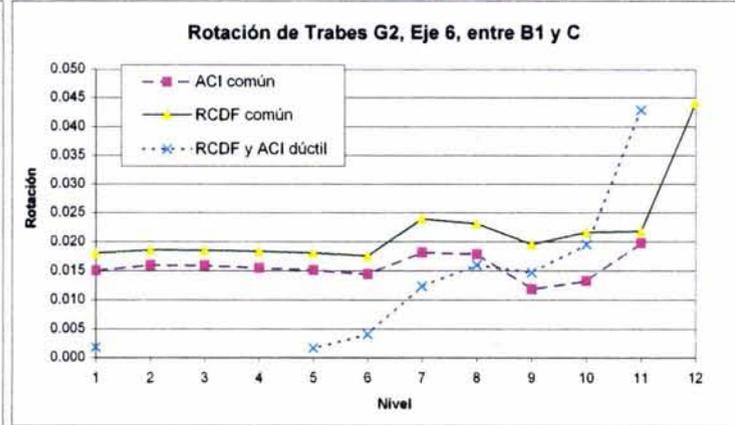
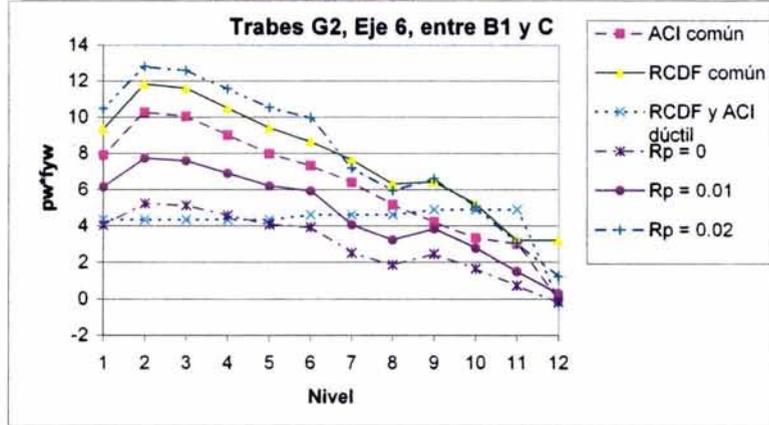


Figura 4.1 pw^*fyw , Rotación y Ductilidad Trabe G1

Valores de pw^*fyw de la viga G2 Eje (6), entre ejes (B1) y (C)

Valores de Rp de la viga G2 Eje (6), entre ejes (B1) y (C)

Valores de pw^*fyw de la viga G2 Eje (6), entre ejes (B1) y (C)									Valores de Rp de la viga G2 Eje (6), entre ejes (B1) y (C)				
Trabe	Nivel	ACI común	RCDF común	ACI dúctil y RCDF y ACI dúctil	$Rp = 0$	$Rp = 0.01$	$Rp = 0.02$	RCDF/ACI	Trabe	Nivel	ACI común	RCDF común	ACI dúctil y RCDF y ACI dúctil
G2 / 149	12	s<s min	3.201	s<s min	-0.191	0.293	1.246	# VALOR!	G2 / 149	12		0.0442	
G2 / 345	11	3.013	3.201	4.910	0.733	1.507	3.053	1.063	G2 / 345	11	0.0198	0.0218	0.043
G2 / 541	10	3.348	5.193	4.910	1.659	2.783	5.043	1.551	G2 / 541	10	0.0133	0.0216	0.020
G2 / 737	9	4.228	6.438	4.910	2.474	3.854	6.637	1.523	G2 / 737	9	0.0119	0.0195	0.015
G2 / 933	8	5.174	6.314	4.618	1.885	3.238	5.955	1.220	G2 / 933	8	0.0179	0.0232	0.0161
G2 / 1129	7	6.412	7.649	4.618	2.520	4.071	7.195	1.193	G2 / 1129	7	0.0182	0.0240	0.0124
G2 / 1325	6	7.351	8.647	4.618	3.941	5.935	9.970	1.176	G2 / 1325	6	0.0145	0.0176	0.0041
G2 / 1521	5	7.999	9.405	4.358	4.079	6.218	10.544	1.176	G2 / 1521	5	0.0152	0.0181	0.0017
G2 / 1717	4	9.028	10.498	4.358	4.607	6.910	11.574	1.163	G2 / 1717	4	0.0156	0.0183	
G2 / 1913	3	10.070	11.606	4.358	5.142	7.612	12.619	1.152	G2 / 1913	3	0.0159	0.0186	
G2 / 2109	2	10.278	11.827	4.358	5.249	7.753	12.827	1.151	G2 / 2109	2	0.0160	0.0186	
G2 / 2305	1	7.933	9.335	4.358	4.045	6.173	10.478	1.177	G2 / 2305	1	0.0151	0.0181	0.0019



Ductilidad de Cortante, Trabe G2, eje (6), entre C y B1								
Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	$Rp = 0$	$Rp = 0.01$	$Rp = 0.02$
G2 / 149	12	20.41	20.41	18.14	20.41	1.000	4.882	8.765
G2 / 345	11	8.82	17.93	9.61	17.93	1.000	4.942	8.885
G2 / 541	10	6.16	8.57	9.36	8.57	1.000	4.863	8.726
G2 / 737	9	7.74	9.38	12.05	9.38	1.000	6.659	12.317
G2 / 933	8	8.21	7.48	10.33	7.48	1.000	5.029	9.057
G2 / 1129	7	7.68	5.57	9.81	5.57	1.000	4.675	8.350
G2 / 1325	6	7.09	2.71	8.37	2.71	1.000	5.195	9.391
G2 / 1521	5	6.54	1.61	7.62	1.61	1.000	4.657	8.315
G2 / 1717	4	6.68	sincap. Rot.	7.69	sincap. Rot.	1.000	4.647	8.294
G2 / 1913	3	6.94	sincap. Rot.	7.91	sincap. Rot.	1.000	4.724	8.447
G2 / 2109	2	6.96	sincap. Rot.	7.93	sincap. Rot.	1.000	4.724	8.447
G2 / 2305	1	7.54	1.81	8.82	1.81	1.000	5.326	9.652
G2 / 149	12	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	4.882	8.765
G2 / 345	11	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	4.942	8.885
G2 / 541	10	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.863	8.726
G2 / 737	9	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	1.000	6.659	12.317
G2 / 933	8	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	1.000	5.029	9.057
G2 / 1129	7	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.675	8.350
G2 / 1325	6	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	5.195	9.391
G2 / 1521	5	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	4.657	8.315
G2 / 1717	4	.01<Rp<0.02	sincap. Rot.	.01<Rp<0.02	sincap. Rot.	1.000	4.647	8.294
G2 / 1913	3	.01<Rp<0.02	sincap. Rot.	.01<Rp<0.02	sincap. Rot.	1.000	4.724	8.447
G2 / 2109	2	.01<Rp<0.02	sincap. Rot.	.01<Rp<0.02	sincap. Rot.	1.000	4.724	8.447
G2 / 2305	1	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	5.326	9.652

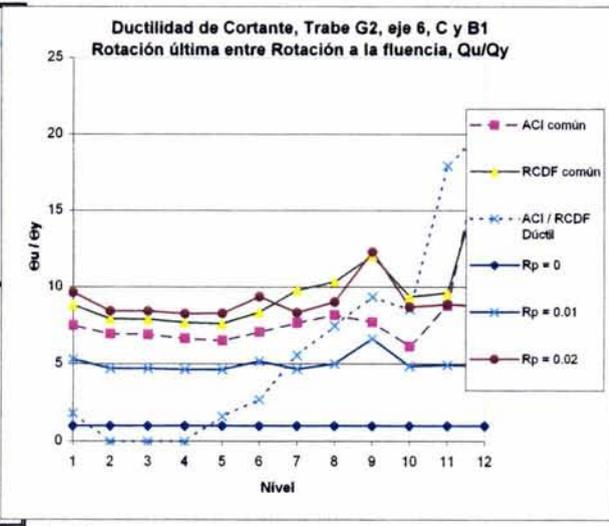


Figura 4.2 pw^*fyw , Rotación y Ductilidad Trabe G2

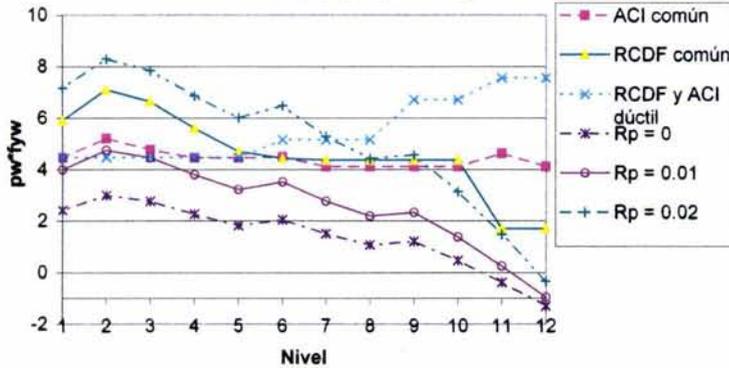
Resumen de Diseño por Capacidad de la viga G5 Eje (C), entre ejes (1) y (2)

Resumen de (pw * fyw) para diferentes Reglamentos y Fórmulas							
Nivel	Trabe	Resumen de (pw * fyw) para diferentes Reglamentos y Fórmulas			Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
		207	209	210			
		ACI común	RCDF común	RCDF y ACI dúctil			
12	G5 / 35	4.12	1.70	7.55	-1.30	-0.96	-0.33
11	G5 / 231	4.63	1.70	7.55	-0.38	0.25	1.47
10	G5 / 427	4.12	4.38	6.71	0.48	1.37	3.14
9	G5 / 623	4.12	4.38	6.71	1.21	2.33	4.57
8	G5 / 819	4.12	4.38	5.16	1.07	2.19	4.43
7	G5 / 1015	4.12	4.38	5.16	1.51	2.77	5.28
6	G5 / 1211	4.49	4.43	5.16	2.04	3.52	6.49
5	G5 / 1407	4.46	4.69	4.47	1.83	3.22	6.01
4	G5 / 1603	4.46	5.60	4.47	2.27	3.80	6.87
3	G5 / 1799	4.77	6.64	4.47	2.77	4.45	7.85
2	G5 / 1995	5.21	7.11	4.47	2.99	4.75	8.29
1	G5 / 2191	4.46	5.91	4.47	2.42	3.99	7.16

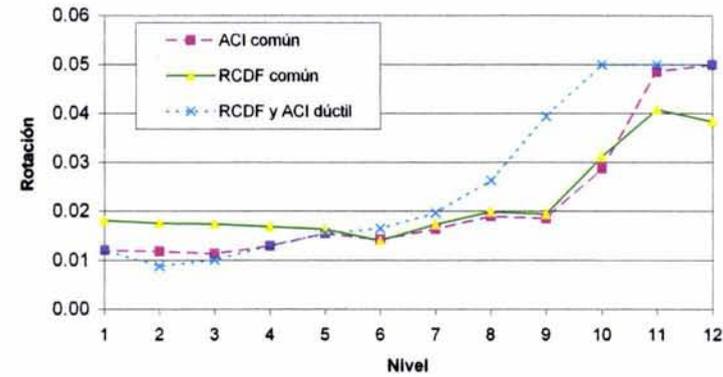
Valores de Rp de la viga G5 Eje (C), entre ejes (1) y (2)

RCDF/ACI	Trabe	Nivel	Valores de Rp de la viga G5 Eje (C), entre ejes (1) y (2)		
			ACI común	RCDF común	RCDF y ACI dúctil
0.41	G5 / 35	12	0.05000	0.03835	0.05000
0.37	G5 / 231	11	0.04855	0.04080	0.05000
1.06	G5 / 427	10	0.02880	0.03114	0.05000
1.06	G5 / 623	9	0.01857	0.01941	0.03938
1.06	G5 / 819	8	0.01904	0.01984	0.02633
1.06	G5 / 1015	7	0.01637	0.01728	0.01968
0.99	G5 / 1211	6	0.01423	0.01398	0.01651
1.05	G5 / 1407	5	0.01549	0.01628	0.01551
1.26	G5 / 1603	4	0.01295	0.01684	0.01297
1.39	G5 / 1799	3	0.01134	0.01733	0.01007
1.36	G5 / 1995	2	0.01185	0.01752	0.00875
1.33	G5 / 2191	1	0.01208	0.01807	0.01211

Trabe G5, Eje C, entre 1 y 2



Rotación de Traves G5, eje C, entre (1) y (2)



Ductilidad de Cortante, Trabe G5, entre 1 y 2

Trabe	Nivel	Ductilidad de Cortante, Trabe G5, entre 1 y 2				Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
		ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil			
G5 / 35	12	35.32	35.32	27.32	35.32	1.000	7.864	14.73
G5 / 231	11	24.09	35.32	20.40	35.32	1.000	5.755	10.51
G5 / 427	10	16.18	35.32	17.41	35.32	1.000	6.271	11.54
G5 / 623	9	5.26	10.03	5.45	10.03	1.000	3.294	5.59
G5 / 819	8	9.04	12.11	9.37	12.11	1.000	5.220	9.44
G5 / 1015	7	7.91	9.31	8.29	9.31	1.000	5.220	9.44
G5 / 1211	6	6.07	6.89	5.98	6.89	1.000	4.564	8.13
G5 / 1407	5	6.65	6.66	6.95	6.66	1.000	4.651	8.30
G5 / 1603	4	5.73	5.74	7.15	5.74	1.000	4.651	8.30
G5 / 1799	3	4.63	4.22	6.54	4.22	1.000	4.197	7.39
G5 / 1995	2	4.79	3.80	6.60	3.80	1.000	4.197	7.39
G5 / 2191	1	5.41	5.42	7.60	5.42	1.000	4.651	8.30
G5 / 35	12	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	7.864	14.73
G5 / 231	11	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	5.755	10.51
G5 / 427	10	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	6.271	11.54
G5 / 623	9	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	1.000	3.294	5.59
G5 / 819	8	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	.01<Rp<0.02	Rp>0.02	1.000	5.220	9.44
G5 / 1015	7	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	5.220	9.44
G5 / 1211	6	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.564	8.13
G5 / 1407	5	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.651	8.30
G5 / 1603	4	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.651	8.30
G5 / 1799	3	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.197	7.39
G5 / 1995	2	.01<Rp<0.02	.0<Rp<0.01	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.197	7.39
G5 / 2191	1	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	.01<Rp<0.02	1.000	4.651	8.30

Ductilidad de Cortante, θ_u / θ_y , Trabe G5, entre 1 y 2
Rotación última entre Rotación a la fluencia

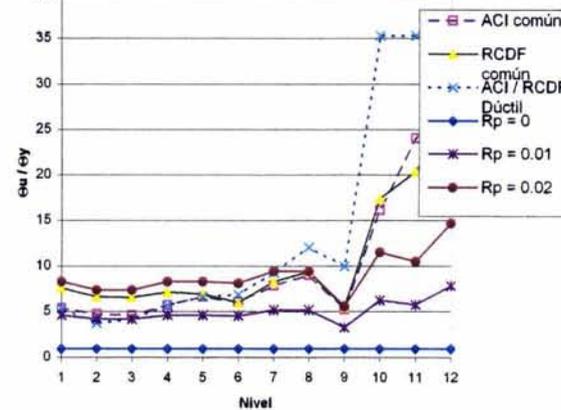


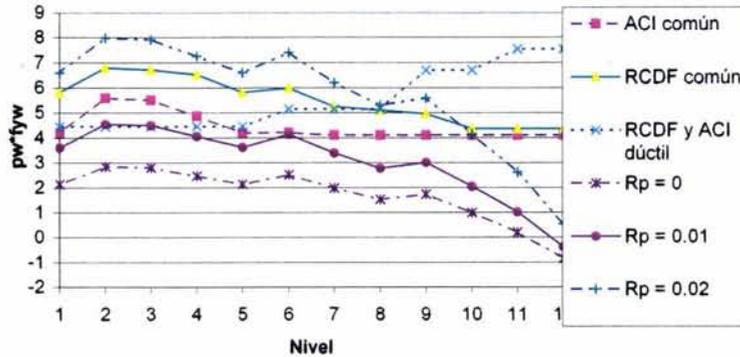
Figura 4.3 pw*fyw, Rotación y Ductilidad Trabe G5 entre ejes (1) y (2)

Resumen de ($p_w \cdot fy_w$) para diferentes Reglamentos y Fórmulas

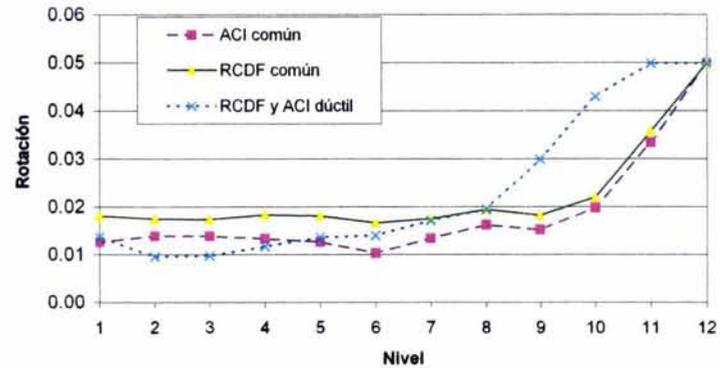
Nivel	Trabe	ACI dúctil y			Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
		ACI común	RCDF común	RCDF y ACI dúctil			
12	G5 / 40	4.12	4.38	7.55	-0.85	-0.38	0.54
11	G5 / 236	4.12	4.38	7.55	0.21	1.02	2.63
10	G5 / 432	4.12	4.38	6.71	0.99	2.05	4.16
9	G5 / 628	4.12	4.96	6.71	1.73	3.02	5.60
8	G5 / 824	4.12	5.11	5.16	1.53	2.79	5.31
7	G5 / 1020	4.12	5.25	5.16	1.98	3.38	6.20
6	G5 / 1216	4.22	5.99	5.16	2.52	4.14	7.42
5	G5 / 1412	4.21	5.83	4.47	2.13	3.62	6.81
4	G5 / 1608	4.87	6.53	4.47	2.47	4.07	7.27
3	G5 / 1804	5.52	6.73	4.47	2.81	4.51	7.93
2	G5 / 2000	5.60	6.80	4.47	2.85	4.55	8.00
1	G5 / 2196	4.20	5.82	4.47	2.13	3.62	6.60

Trabe	Nivel	ACI dúctil y			
		ACI común	RCDF común	RCDF y ACI dúctil	
1.06	G5 / 40	12	0.05000	0.05000	0.05000
1.06	G5 / 236	11	0.03348	0.03581	0.05000
1.06	G5 / 432	10	0.01987	0.02197	0.04308
1.21	G5 / 628	9	0.01528	0.01822	0.03002
1.24	G5 / 824	8	0.01627	0.01945	0.01960
1.28	G5 / 1020	7	0.01347	0.01748	0.01722
1.42	G5 / 1216	6	0.01033	0.01662	0.01407
1.38	G5 / 1412	5	0.01270	0.01810	0.01374
1.34	G5 / 1608	4	0.01336	0.01833	0.01178
1.22	G5 / 1804	3	0.01391	0.01737	0.00982
1.22	G5 / 2000	2	0.01395	0.01740	0.00961
1.38	G5 / 2196	1	0.01269	0.01809	0.01376

Trabe G5, Eje C, entre 6 y 7



Rotación de Trabes G5, eje C, entre (6) y (7)



Ductilidad de Cortante, Trabe G5, entre 6 y 7

Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
G5 / 40	12	35.32	35.32	35.32	35.32	1.000	7.864	14.727
G5 / 236	11	16.92	35.32	18.03	35.32	1.000	5.755	10.510
G5 / 432	10	11.48	23.71	12.58	23.71	1.000	6.271	11.542
G5 / 628	9	9.05	16.82	10.60	16.82	1.000	6.271	11.542
G5 / 824	8	7.87	9.27	9.21	9.27	1.000	5.220	9.439
G5 / 1020	7	6.68	8.26	8.38	8.26	1.000	5.220	9.439
G5 / 1216	6	4.68	6.01	6.92	6.01	1.000	4.564	8.128
G5 / 1412	5	5.64	6.02	7.61	6.02	1.000	4.651	8.302
G5 / 1608	4	5.88	5.30	7.69	5.30	1.000	4.651	8.302
G5 / 1804	3	5.45	4.14	6.56	4.14	1.000	4.197	7.395
G5 / 2000	2	5.46	4.07	6.56	4.07	1.000	4.197	7.395
G5 / 2196	1	5.63	6.02	7.60	6.02	1.000	4.651	8.302
G5 / 40	12	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	7.864	14.727
G5 / 236	11	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	5.755	10.510
G5 / 432	10	0.1<Rp<0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	Rp>0.02	1.000	6.271	11.542
G5 / 628	9	0.1<Rp<0.02	Rp>0.02	0.1<Rp<0.02	Rp>0.02	1.000	6.271	11.542
G5 / 824	8	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	1.000	5.220	9.439
G5 / 1020	7	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	1.000	5.220	9.439
G5 / 1216	6	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	1.000	4.564	8.128
G5 / 1412	5	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	1.000	4.651	8.302
G5 / 1608	4	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	1.000	4.651	8.302
G5 / 1804	3	0.1<Rp<0.02	0<Rp<0.01	0.1<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	4.197	7.395
G5 / 2000	2	0.1<Rp<0.02	0<Rp<0.01	0.1<Rp<0.02	0<Rp<0.01	1.000	4.197	7.395
G5 / 2196	1	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	0.1<Rp<0.02	1.000	4.651	8.302

Ductilidad de Cortante, θ_u / θ_y , Trabe G5, entre 6 y 7

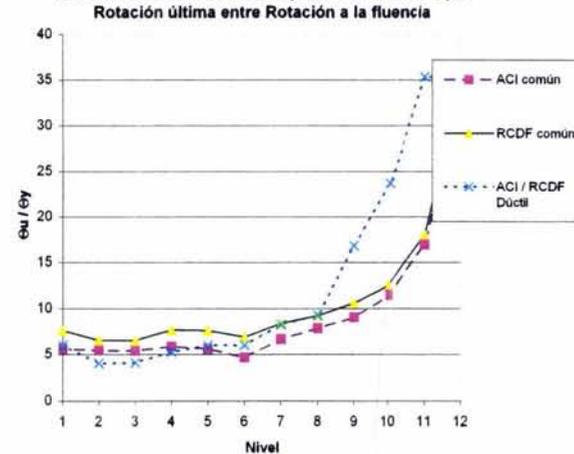
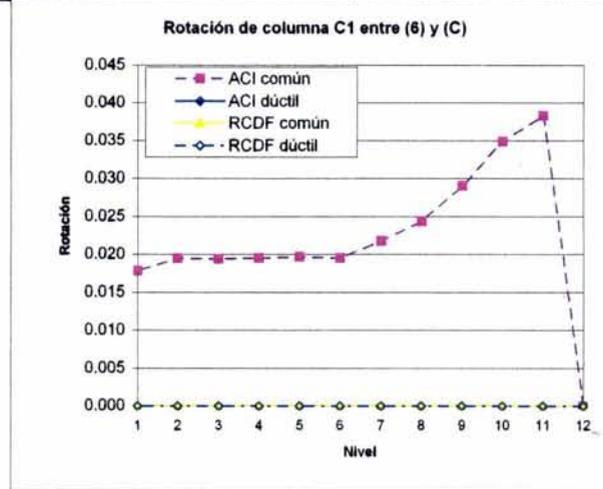
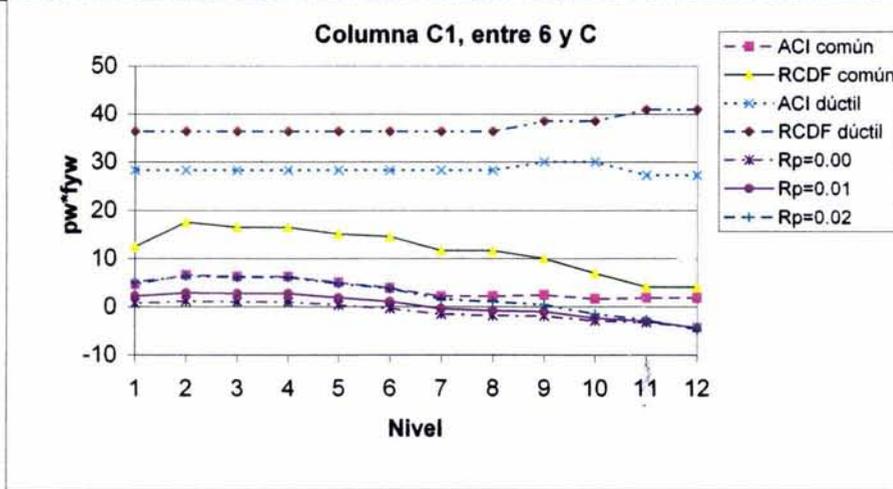


Figura 4.4 $p_w \cdot fy_w$, Rotación y Ductilidad Trabe G5 entre ejes (6) y (7)

Resumen de ($p_w \cdot f_{yw}$) de la columna C1 ejes (6) y (C) para diferentes Reglamentos y Fórmulas								
Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp=0.00	Rp=0.01	Rp=0.02
C1 / 2369	12	1.88	27.35	4.08	41.03	-4.25	-4.34	-4.65
C1 / 2413	11	1.88	27.35	4.08	41.03	-3.20	-2.97	-2.63
C1 / 2457	10	1.66	30.06	6.90	38.56	-2.87	-2.36	-1.48
C1 / 2501	9	2.49	30.06	9.94	38.56	-1.86	-1.04	0.47
C1 / 2545	8	2.22	28.35	11.64	36.37	-1.80	-0.80	1.07
C1 / 2589	7	2.22	28.35	11.64	36.37	-1.49	-0.41	1.65
C1 / 2633	6	3.90	28.35	14.56	36.37	-0.37	1.05	3.80
C1 / 2677	5	5.04	28.35	15.08	36.37	0.35	1.84	4.79
C1 / 2721	4	6.25	28.35	16.51	36.37	1.02	2.72	6.08
C1 / 2765	3	6.25	28.35	16.51	36.37	1.02	2.72	6.08
C1 / 2809	2	6.59	28.35	17.52	36.37	1.17	2.90	6.36
C1 / 2853	1	4.64	28.35	12.45	36.37	0.69	2.19	5.16

Valores de Rp de la Columna ejes (6) y (C)					
Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil
C1 / 2369	12	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2413	11	0.03831	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2457	10	0.03491	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2501	9	0.02906	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2545	8	0.02441	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2589	7	0.02181	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2633	6	0.01953	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2677	5	0.01972	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2721	4	0.01955	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2765	3	0.01943	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2809	2	0.01950	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx
C1 / 2853	1	0.01785	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx



Ductilidad de Cortante, Columna C1, ejes (C) y (6)								
Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
C1 / 2369	12	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.30	17.61
C1 / 2413	11	1.97	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.83	16.66
C1 / 2457	10	1.96	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.40	15.79
C1 / 2501	9	1.80	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.25	17.49
C1 / 2545	8	1.62	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.43	15.85
C1 / 2589	7	1.55	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.29	15.57
C1 / 2633	6	1.49	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.22	15.43
C1 / 2677	5	1.48	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.64
C1 / 2721	4	1.47	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.65
C1 / 2765	3	1.47	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.36	13.73
C1 / 2809	2	1.47	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.64
C1 / 2853	1	1.41	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.92	14.84
C1 / 2369	12	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.30	17.61
C1 / 2413	11	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.83	16.66
C1 / 2457	10	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.40	15.79
C1 / 2501	9	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.25	17.49
C1 / 2545	8	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.43	15.85
C1 / 2589	7	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.29	15.57
C1 / 2633	6	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.22	15.43
C1 / 2677	5	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.64
C1 / 2721	4	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.65
C1 / 2765	3	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.36	13.73
C1 / 2809	2	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.64
C1 / 2853	1	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.92	14.84

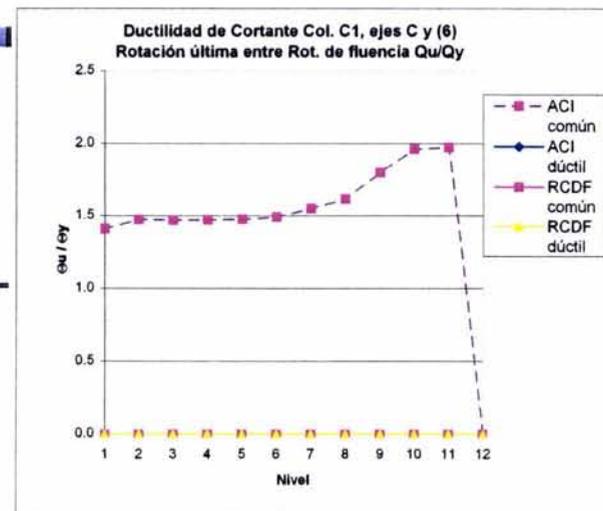
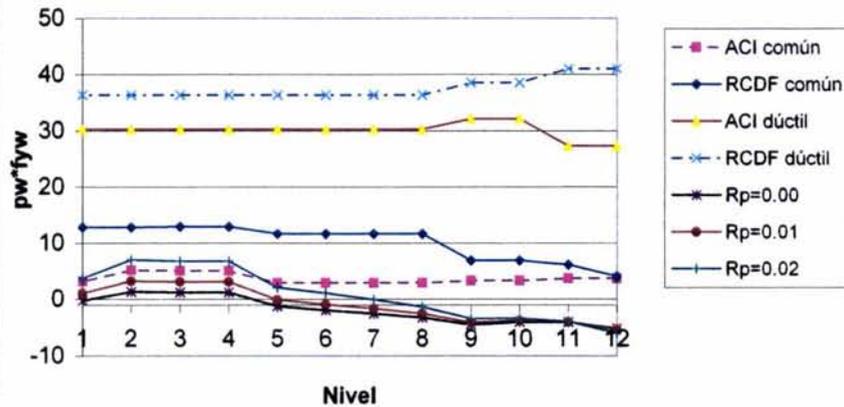


Figura 4.5 $p_w \cdot f_{yw}$, Rotación y Ductilidad Columna C1

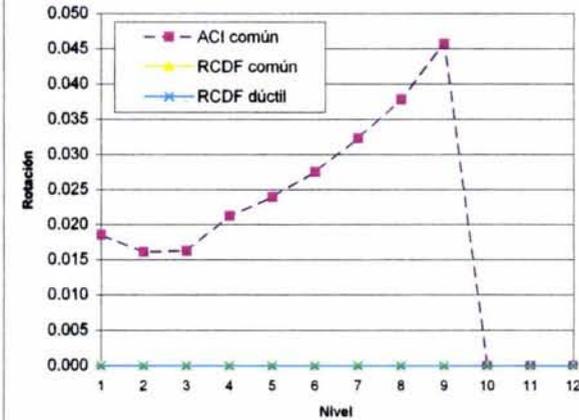
Resumen de ($p_w \cdot f_{yw}$) de la columna C2 ejes (6) y (D) para diferentes Reglamentos y Fórmulas								
Nivel	Trabe	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp=0.00	Rp=0.01	Rp=0.02
12	C2 / 2358	3.75	27.35	4.08	41.03	-5.11	-5.35	-5.99
11	C2 / 2402	3.75	27.35	6.12	41.03	-4.05	-3.97	-3.95
10	C2 / 2446	3.33	32.13	6.90	38.56	-4.04	-3.76	-3.38
9	C2 / 2490	3.32	32.13	6.90	38.56	-4.53	-4.08	-3.40
8	C2 / 2534	2.96	30.31	11.65	36.37	-3.26	-2.57	-1.37
7	C2 / 2578	2.96	30.31	11.65	36.37	-2.56	-1.67	-0.03
6	C2 / 2622	2.96	30.31	11.65	36.37	-1.95	-0.88	1.13
5	C2 / 2666	2.97	30.31	11.65	36.37	-1.23	-0.10	2.08
4	C2 / 2710	5.05	30.31	12.89	36.37	1.23	3.09	6.80
3	C2 / 2754	5.05	30.31	12.89	36.37	1.23	3.09	6.80
2	C2 / 2798	5.15	30.31	12.76	36.37	1.32	3.22	6.98
1	C2 / 2842	3.14	30.31	12.80	36.37	-0.25	1.08	3.66

Valores de Rp de la Columna C2 ejes (6) y (D)					
Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil
C2 / 2358	12	---	---	---	---
C2 / 2402	11	---	---	---	---
C2 / 2446	10	---	---	---	---
C2 / 2490	9	0.04572	---	---	---
C2 / 2534	8	0.03782	---	---	---
C2 / 2578	7	0.03233	---	---	---
C2 / 2622	6	0.02756	---	---	---
C2 / 2666	5	0.02396	---	---	---
C2 / 2710	4	0.02126	---	---	---
C2 / 2754	3	0.01629	---	---	---
C2 / 2798	2	0.01616	---	---	---
C2 / 2842	1	0.01857	---	---	---

Columna C2, entre 6 y D



Rotación de columna C2 entre (6) y (D)



46

Ductilidad de Cortante, Columna C2, ejes (6) y (D)								
Col. C2	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
C2/2358	12	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.28	17.55
C2/2402	11	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.81	16.62
C2/2446	10	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.30	15.61
C2/2490	9	2.10	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.07	15.14
C2/2534	8	1.96	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.34	15.68
C2/2578	7	1.82	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.23	15.46
C2/2622	6	1.70	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.17	15.34
C2/2666	5	1.58	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.65
C2/2710	4	1.51	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.39	13.78
C2/2754	3	1.39	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.42	17.83
C2/2798	2	1.39	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.72	18.44
C2/2842	1	1.42	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.15	13.29
C2/2358	12	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.28	17.55
C2/2402	11	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.81	16.62
C2/2446	10	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.30	15.61
C2/2490	9	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	-1.00	8.07	15.14
C2/2534	8	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.34	15.68
C2/2578	7	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.23	15.46
C2/2622	6	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.17	15.34
C2/2666	5	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.65
C2/2710	4	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.39	13.78
C2/2754	3	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.42	17.83
C2/2798	2	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.72	18.44
C2/2842	1	0<Rp<0.01	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.15	13.29

Ductilidad de Cortante Col. C2, ejes 6 y D
Rotación última entre Rot. de fluencia Qu/Qy

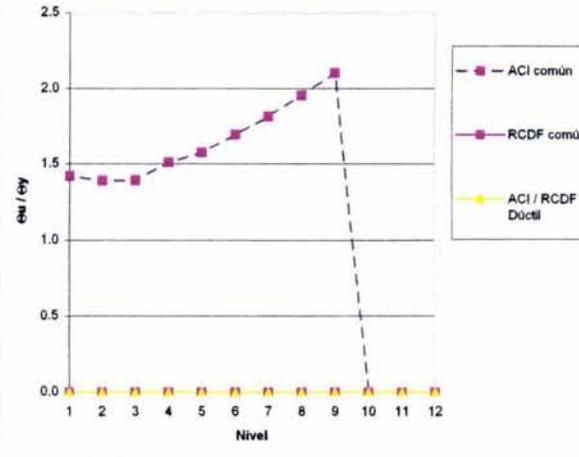
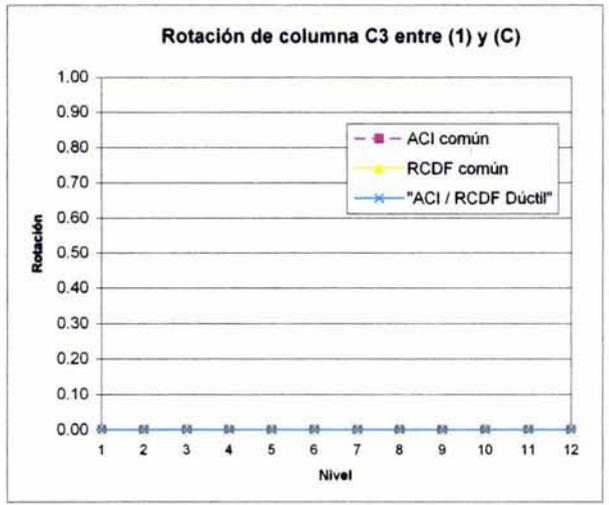
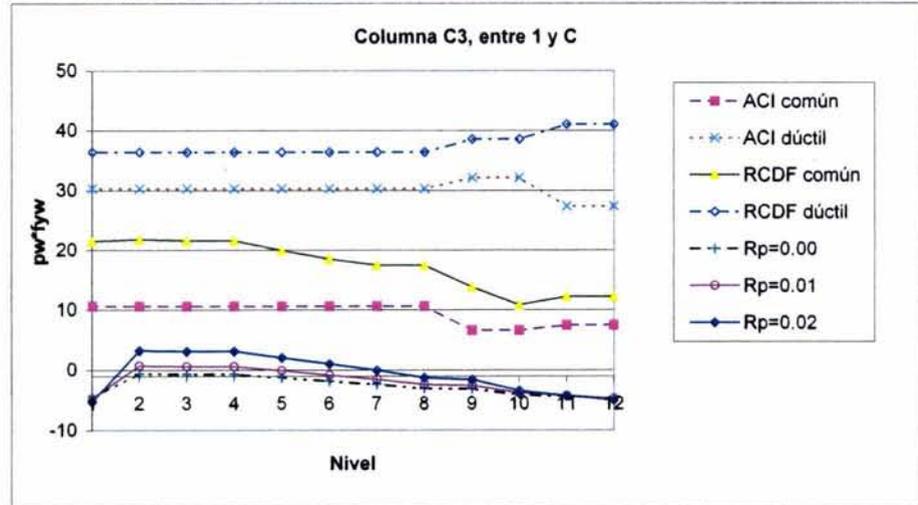


Figura 4.6 $p_w \cdot f_{yw}$, Rotación y Ductilidad Columna C2

Resumen de (pw * fyw) de la columna C3 ejes (1) y (C) para diferentes Reglamentos y Fórmulas								
Nivel	Trabe	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp=0.00	Rp=0.01	Rp=0.02
12	C3 / 2391	7.51	27.35	12.24	41.03	-4.63	-4.72	-5.07
11	C3 / 2435	7.51	27.35	12.24	41.03	-4.39	-4.29	-4.27
10	C3 / 2479	6.65	32.13	10.84	38.56	-4.06	-3.79	-3.42
9	C3 / 2523	6.65	32.13	13.77	38.56	-3.11	-2.55	-1.58
8	C3 / 2567	10.60	30.31	17.47	36.37	-3.03	-2.40	-1.30
7	C3 / 2611	10.60	30.31	17.47	36.37	-2.38	-1.56	-0.05
6	C3 / 2655	10.60	30.31	18.46	36.37	-1.82	-0.83	1.03
5	C3 / 2699	10.61	30.31	19.90	36.37	-1.24	-0.11	2.07
4	C3 / 2743	10.61	30.31	21.57	36.37	-0.70	0.60	3.11
3	C3 / 2787	10.61	30.31	21.57	36.37	-0.70	0.60	3.11
2	C3 / 2831	10.60	30.31	21.80	36.37	-0.62	0.70	3.25
1	C3 / 2875	10.61	30.31	21.50	36.37	-4.53	-4.74	-5.31

Valores de Rp de la Columna C3 ejes (1) y (C)					
Trabe	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil
C3 / 2391	12	---	---	---	---
C3 / 2435	11	---	---	---	---
C3 / 2479	10	---	---	---	---
C3 / 2523	9	---	---	---	---
C3 / 2567	8	---	---	---	---
C3 / 2611	7	---	---	---	---
C3 / 2655	6	---	---	---	---
C3 / 2699	5	---	---	---	---
C3 / 2743	4	---	---	---	---
C3 / 2787	3	---	---	---	---
C3 / 2831	2	---	---	---	---
C3 / 2875	1	---	---	---	---



Ductilidad de Cortante, Columna C3, ejes (1) y (C)								
Col. C3	Nivel	ACI común	ACI dúctil	RCDF común	RCDF dúctil	Rp = 0	Rp = 0.01	Rp = 0.02
C3/2391	12	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.25	17.51
C3/2435	11	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.74	16.48
C3/2479	10	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.66	14.31
C3/2523	9	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.47	13.94
C3/2567	8	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.57	14.15
C3/2611	7	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.46	13.93
C3/2655	6	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.41	13.82
C3/2699	5	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.65
C3/2743	4	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.39	13.77
C3/2787	3	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.61	14.22
C3/2831	2	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.85	14.69
C3/2875	1	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.52	16.04
C3/2391	12	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	9.25	17.51
C3/2435	11	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.74	16.48
C3/2479	10	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.66	14.31
C3/2523	9	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.47	13.94
C3/2567	8	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.57	14.15
C3/2611	7	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.46	13.93
C3/2655	6	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.41	13.82
C3/2699	5	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.32	13.65
C3/2743	4	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.39	13.77
C3/2787	3	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.61	14.22
C3/2831	2	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	7.85	14.69
C3/2875	1	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	capRotmáx	1.00	8.52	16.04

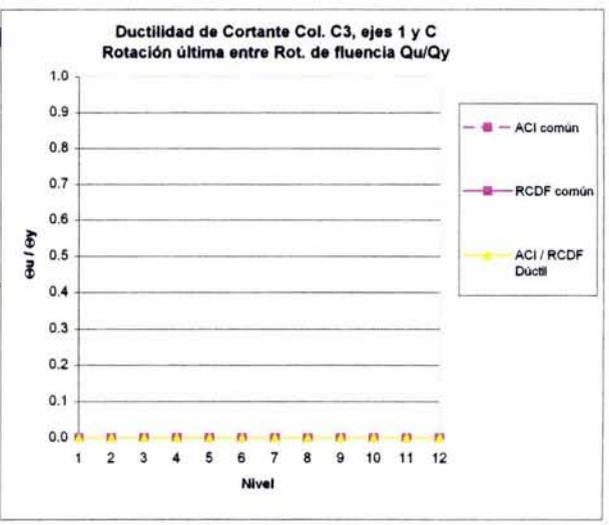


Figura 4.7 pw*fyw, Rotación y Ductilidad Columna C3

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.-

Atendiendo la necesidad de que las nuevas metodologías para diseño sismorresistente sean transparentes para el diseñador, es necesario conocer las deformaciones inelásticas de las secciones donde se presentan elementos mecánicos críticos y/o articulaciones plásticas, para que, estableciendo criterios de desempeño de la sección analizada, de acuerdo a una ductilidad local objetivo, lograr una ductilidad global de toda la estructura acorde al desempeño que se pretenda conseguir.

De los resultados obtenidos y presentados en el capítulo anterior con referencia al armado transversal de elementos que conforman marcos resistentes a fuerzas verticales, se pueden hacer las siguientes conclusiones y recomendaciones:

5.1.- Índice de refuerzo transversal $\rho_w \cdot f_{yw}$ y rotaciones.-

Teniendo presente que no es posible comparar dos reglamentos sin tomar en cuenta una serie de factores que influyen en los resultados, tales como, factores de carga y resistencia, calidad de mano de obra, características geológicas, etc., y con el objeto de comparar los resultados de las formulaciones que se presentan en estos dos reglamentos, se puede concluir lo siguiente:

En el caso de trabes de marcos dúctiles, los dos reglamentos tienen las mismas fórmulas y se consideran las mismas variables obteniendo, obviamente, los mismos resultados.

En el caso de trabes de marcos comunes, las recomendaciones del RCDF arrojan siempre resultados mayores entre 1.20 y 1.50 que el ACI.

Para las columnas que forman parte de marcos comunes los resultados obtenidos con el RCDF son mayores entre un 200 % y un 500 % que los obtenidos con las disposiciones del ACI.

Para la obtención del refuerzo transversal de columnas que forman parte de marcos dúctiles, a diferencia del caso de trabes, el RCDF nos proporciona resultados mayores entre 1.20 y 1.50 mayores que el ACI.

Tomando en cuenta las diferencias de calidad de mano de obra, herramientas disponibles y sistemas constructivos de los dos países de los reglamentos presentados, se considera en este trabajo que las diferencias de los dos reglamentos son aceptables para las trabes que forman parte de marcos comunes; dados los valores obtenidos de refuerzo transversal para trabes de marcos dúctiles, también se consideran aceptables los resultados; de igual forma para columnas que forman parte de marcos dúctiles los resultados son aceptables; pero para columnas de marcos dúctiles las variaciones entre 160 % y 500 % se consideran con valores altos recomendando que se estudien más estos casos.

De la comparativa de este índice de refuerzo $\rho_w \cdot f_{yw}$ para los resultados obtenidos, se puede concluir lo siguiente:

Es de particular importancia para el ejercicio profesional del ingeniero estructural observar que los valores del refuerzo transversal obtenidos para los elementos que forman un marco estructural que cumplen las condiciones de marco dúctil no siempre son mayores que para un marco común. En este trabajo se puede observar que no es suficiente el trabajar con las formulaciones que se presentan en los capítulos para marcos dúctiles, pues solamente rigen para elementos cuya fuerza cortante sea baja, a continuación se comentan los resultados obtenidos.

El refuerzo transversal de las trabes obtenido con las recomendaciones para marcos comunes del RCDF siempre rigió para los niveles del 1o hasta el 4° ó 10° y en los restantes pisos superiores rigen las recomendaciones para marcos dúctiles, esto es, las recomendaciones para marcos dúctiles rigen cuando la fuerza cortante no es muy importante.

De igual forma para el ACI, los valores obtenidos con las formulaciones para marcos comunes rigen cuando los cortantes son importantes, esto es, para los pisos inferiores, después del piso 4° o 5° rigen las fórmulas para marcos dúctiles.

El caso de las columnas es digno de resaltar, ya que excepto para el ACI para las columnas C1 y C2, siempre se obtuvieron valores de $\rho_w \cdot f_{yw}$ que admiten rotaciones máximas de 0.05 (1/20) o mayores. Es importante recordar que en el reglamento japonés AIJ, Ichinose (1992), se recomiendan para columnas, refuerzos transversales que sean capaces de soportar rotaciones de 0.015 (1/67). En el caso de las columnas C1 y C2 los valores obtenidos de este índice soportan rotaciones que van del valor mínimo de 0.01616 (1/62) hasta 0.04572 (1/22).

La rotación capaz de desarrollar con las recomendaciones para trabes del RCDF varía de 0.015 hasta 0.020 o mayores en el caso de la trabe G5, lo cual nos indica que sobrepasa los valores recomendados en el AIJ. Para las columnas siempre fueron mayores de 0.05, lo cual nos sugiere la posibilidad de que se puedan reducir algo las recomendaciones para refuerzo transversal en columnas por su capacidad de soportar estas rotaciones y sin perder de vista otras condicionantes que son importantes, como pueden ser, entre otras, el confinamiento del concreto, el pandeo del refuerzo longitudinal, etc.

5.2.-Ductilidades obtenidas.-

Tal como ya se ha comentado más arriba, excepto para las columnas C1 y C2 y para marcos comunes del ACI, las ductilidades que pueden desarrollar las columnas con el refuerzo transversal obtenido, es bastante mayor que la necesaria para lograr una rotación de 0.05 (1/20), siendo esta rotación la máxima recomendada para secciones críticas de momento máximo o con posibilidad de desarrollarse una rotación plástica. Para el refuerzo transversal obtenido con el ACI para marcos comunes en las columnas mencionadas C1 y C2, es posible desarrollar ductilidades entre 1.39 y 2.10.

5.3.-Recomendaciones.-

Como se ha podido observar es muy importante que, en el cálculo de estructuras, se deben calcular las deformaciones de las secciones críticas (rotaciones), tanto en el momento de presentarse la fluencia del refuerzo longitudinal, como definir la deformación última en la que se considere que la sección alcanzó su límite de servicio y/o se encuentre en el punto del colapso.

La forma en que incorpora el reglamento japonés AIJ las recomendaciones para las capacidades máximas de deformación (rotación) para los elementos que forman marcos resistentes a fuerzas horizontales, proporciona una transparencia al diseñador que le permite conocer la ductilidad local del elemento analizado para que logre determinar la ductilidad global de la estructura en cuestión.

Con el método utilizado en este trabajo, que aparece en el artículo "A Shear Design Equation for Ductile R/C Members" de Ichinose (1992), se puede obtener el refuerzo transversal necesario para que la sección sea capaz de resistir una deformación post – elástica, o viceversa, dado el refuerzo transversal de una sección, poder obtener la deformación post – elástica que puede soportar para que, de esta forma, poder obtener la ductilidad de la sección en estudio lo que permite determinar: a) que la resistencia a la flexión de la sección se presentará antes que la resistencia de la sección al corte, logrando con esto que dicha sección tenga un comportamiento dúctil y b) permita una disipación de energía a través de su deformación inelástica.

5.4.-Observaciones.-

En el artículo 5.3.4 del RCDF referente al refuerzo transversal de elementos sujetos a flexocompresión se menciona que para columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, Ash, en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

$$0.3 (A_g/A_c - 1) (f'_c/f_y) s hc \dots\dots\dots \text{ni que} \dots\dots\dots 0.12 (f'_c/f_y) s hc \dots\dots\dots \text{donde}$$

- Ac área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal
- Ag área transversal de la columna
- fy esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
- f'c esfuerzo nominal del concreto
- hc dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área Ash
- s separación del refuerzo transversal

Realizando un análisis de las dos fórmulas se puede observar que prácticamente no se llegan a presentar las condiciones para que rija la primera alternativa, ya que para que esto sucediera sería necesario que el parámetro Ag/Ac fuera mayor o igual a 1.4, hecho que es difícil que se presente. Para explicarlo numéricamente se presentan los siguientes ejemplos:

Dado $Ag/Ac = 1.40$ (RCDF), "r" debe ser mayor que:

Columna (b x h)	Recubrimiento "r" (cm)	Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	Ag/Ac
30 x 30	2.3	900	643	1.40
50 x 50	3.9	2500	1786	1.40
90 x 90	7.0	8100	5785	1.40
120 x 120	9.3	14400	10285	1.40
150 x 150	11.6	22500	16070	1.40

Como se puede observar las condiciones para que rija la primera de las fórmulas son difíciles de que se presenten. Sería conveniente que se quedara solamente la segunda fórmula, mientras se modifican los reglamentos y se calculen las deformaciones post – elásticas de las secciones de elementos que forman marcos dúctiles.

En el reglamento del ACI, estas mismas fórmulas vienen en las ecuaciones 21-3 y 21-4 variando solamente la segunda fórmula que en este caso en lugar del coeficiente 0.12 viene 0.09, por lo que para que rigiera la segunda fórmula, la relación Ag/Ac debería ser mayor o igual a 1.3; por lo que también es difícil que se presenten las condiciones, aunque se acercan más a la posibilidad de que sí se presenten sobre todo para columnas de dimensiones pequeñas y recubrimientos grandes.

Dado $Ag/Ac = 1.30$ (ACI), "r" debe ser mayor que:

Columna (b x h)	Recubrimiento "r" (cm)	Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	Ag/Ac
30 x 30	1.8	900	692	1.30
50 x 50	3.1	2500	1923	1.30
90 x 90	5.5	8100	6231	1.30
120 x 120	7.4	14400	11076	1.30
150 x 150	9.2	22500	17303	1.30

Otra consideración importante, respecto a las formulaciones que traen los dos reglamentos, RCDF y ACI, es la comparación de la fuerza cortante que toma el concreto para miembros sujetos a flexión y carga axial, donde el factor por el que hay que incrementar la fuerza cortante que toman las columnas sujetas a flexión y a carga de compresión es:

RCDF: $1 + 0.007 (Pu/Ag)$ artículo 2.1.5.a).III

ACI: $1 + Nu / (2000 Ag)$ (11.4) artículo 11.3.1.2

o lo que es igual: $1 + 0.0005 (Nu / Ag)$ ecuación (11.4) transformada

Como se puede observar la ecuación del RCDF proporciona valores 14 veces mayor que permite el ACI para incrementar la fuerza cortante que toma el concreto por el efecto benéfico que suministra la carga axial de compresión.

Nota.- Posteriormente al desarrollo de esta tesis y como dato de última hora se pudo despejar esta incógnita al comparar las ediciones del IMCYC correspondientes a los reglamentos ACI 318-95, ACI 318-99 y ACI 318-04 con la edición en inglés del ACI International que existe un error en las ediciones del IMCYC que se debe corregir de la siguiente forma:

Ediciones del IMCYC en la sección 11.3:

dice: $v_c = 0.55[(Nu / Ag) / 2000 + 1] (f'c)^{0.5} b_w d$ (11.4)

La cantidad Nu/Ag debe expresarse en **kg/cm²**.

debe decir : $v_c = 0.55[(Nu / Ag) / 2000 + 1] (f'c)^{0.5} b_w d$ (11.4)

La cantidad Nu/Ag debe expresarse en **lb/in² (psi)**.

o transformar las unidades inglesas al sistema métrico decimal.

Para considerar el efecto negativo de las cargas de tensión en el cortante que toma el concreto las formulaciones de los dos reglamentos es la siguiente:

RCDF: $1 - 0.03 (Pu/Ag)$ artículo 2.1.5.a).III

ACI: $1 - Nu / (35 Ag)$ ecuación (11.8) artículo 11.3.2.3

o lo que es igual: $1 - 0.02857 (Nu / Ag)$ ecuación (11.8) transformada.

En este caso de columnas sujetas a flexión y tensión la ecuación del RCDF proporciona valores sensiblemente iguales a los del ACI.

REFERENCIAS

Alcocer S. (2002), **“Marcos y Muros de Concreto Diseñados por Desempeño”**, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Memorias, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Alonso J., García M. **“Aplicación del Diseño por Desempeño en una Estructura con Contravientos Excéntricos”**, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Memorias, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Bazán E., Meli R. (1999), **“Diseño Sísmico de Edificios”**, Ed. Limusa.

González C., Robles F. (2002), **“Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”**, Ed. Limusa.

Ichinose T., (1992), **“A Shear Design Equation for Ductile R/C Members”**, John Wiley & Sons, Ltd.

Luthe R., (1971), **“Análisis Estructural”**, Ed. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A.

Meli R. (2000), **“Diseño Estructural”**, Ed. Limusa.

“New Zealand Standard Code” (NEZ 3101 1995).

“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto” (1996), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Park R., Paulay T. (1990) **“Estructuras de Concreto Reforzado”**, Ed. Limusa.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - 1993 y sus

Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural, ACI 318-95, IMCYC.

Terán-Gilmore A. (1996), **“Diseño Basado en el Desempeño Sísmico de las Estructuras”**, X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Ed. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Terán-Gilmore A. (2002), **“Diseño por Desempeño: Antecedentes, Conceptos Generales y Perspectivas”**, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Ed. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Vision 2000 Committee 1995: “Performance based seismic engineering of buildings”, Structural Engineering Association of California (SEAOC).