



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**CAMPUS I**

**T E S I S**

**IMPORTANCIA DEL DISEÑO DE LAS  
CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN EL  
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE  
SISTEMAS CON BASE EN MARCOS DE  
CONCRETO REFORZADO**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
(CONSTRUCCION)**

**P R E S E N T A:  
LEE SAM VELÁZQUEZ FERNANDO**

**DIRECTOR DE TESIS:  
DR. EBER ALBERTO GODÍNEZ DOMÍNGUEZ**

**TUXTLA GUTIÉRREZ CHIAPAS; 2015**



**Universidad Autónoma de Chiapas**

Facultad de Ingeniería C-I



Tuxtla Gutiérrez, Chiapas,  
Agosto 10 de 2015.  
OFICIO. F.I. 01.01196/2015.

**Ing. Fernando Lee Sam Velázquez.**

Alumno de la Maestría en Ingeniería en Construcción.

P r e s e n t e:

Por este medio comunico a Usted, que se le autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: **“Importancia del Diseño de las Conexiones Viga-Columna en el Comportamiento Estructural de Sistemas con Base en Marcos de Concreto Reforzado”**, para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del Grado de Maestro en Ingeniería en Construcción.

Sin otro particular por el momento, aprovecho el medio para enviarle un cordial saludo.

**ATENTAMENTE**  
**“POR LA CONCIENCIA DE LA NECESIDAD DE SERVIR”**

  
**DR. FRANCISCO ALBERTO ALONSO FARRERA**  
**DIRECTOR**



C. c.p. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinador de Investigación y Posgrado de la Facultad  
C. c.p. Archivo/minutario  
FAAF/masn\*



Boulevard Belisario Domínguez, Km 1081, Sin Número, Colina Universitaria, Terán. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas,  
México, C.P. 29050, Tels., (961) 61 7-80-00 ext. 1000, [www.unach.mx](http://www.unach.mx) [www.ingenieria.unach.mx](http://www.ingenieria.unach.mx)



Tuxtla Gutiérrez, Chiapas a 21 de mayo del 2015

**Dr. Francisco Alberto Alonso Farrera**  
Director de la Facultad de Ingeniería  
Universidad Autónoma de Chiapas  
Presente

En nuestra calidad de sinodales del examen para obtener el grado de Maestría en Ingeniería con área terminal en construcción del alumno **Fernando Lee Sam Velázquez**, nos permitimos manifestarle la aceptación del trabajo de tesis titulado: **“Importancia del diseño de las conexiones viga-columna en el comportamiento estructural de sistemas con base en marcos de concreto reforzado”**.

Quedamos enterados de que formaremos parte del jurado del examen de grado, en la fecha y hora que se nos comunique.

ATENTAMENTE  
“POR LA CONCIENCIA DE LA NECESIDAD DE SERVIR”



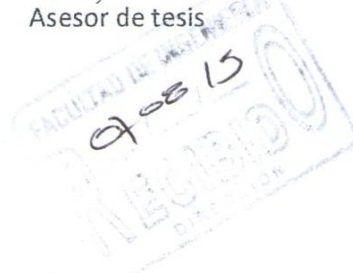
**Dr. Eber Alberto Godínez Domínguez**  
DIRECTOR DE TESIS



**Mtro. Jorge Alfredo Aguilar Carboney**  
Asesor de tesis



**Dr. Daniel Hernández Cruz**  
Asesor de tesis



## Agradecimientos

A mi Madre

Por apoyarme incondicionalmente hasta el final de este proyecto.

Al Dr. Eber Alberto Godínez Domínguez

Por aceptar asesorarme en todo el tiempo que duro este trabajo, compartiéndome una pequeña parte de sus conocimientos.

A Dios

Por acompañarme siempre, en los mejores y difíciles momentos de la vida.

## Contenido

Índice de figuras .....	8
Índice de tablas .....	11
CAPITULO 1. INTRODUCCION .....	13
1.1 INTRODUCCIÓN .....	13
1.2 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION .....	16
1.3 HIPOTESIS .....	17
1.4 OBJETIVOS .....	17
1.5 ALCANCES Y METAS .....	18
CAPITULO 2. ESTUDIOS PREVIOS .....	19
2.1 INVESTIGACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE UNIONES VIGA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO .....	19
2.1.1 Daño en conexiones viga-columna debido a falta de anclaje y adherencia .....	22
CAPITULO 3. PROPUESTAS REGLAMENTARIAS PARA EL DISEÑO DE LAS UNIONES VIGA-COLUMNA .....	28
3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN EL INSTITUTO DEL CONCRETO AMERICANO (ACI 352) .....	28
3.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN EL INSTITUTO DE ARQUITECTURA DE JAPON (AIJ 1999) .....	31
3.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN NUEVA ZELANDA ESTANDAR (NZS 3101: 1995) .....	32

3.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (NTCC-2004).....	33
CAPITULO 4. METODOLOGÍA DE DISEÑO.....	40
4.1 HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SISMORRESISTENTES..	40
4.1.1 Hipótesis para el diseño de vigas .....	40
4.1.2 Requisitos para miembros a flexión de elementos dúctiles (NTCC, 2004).....	45
4.1.3 Hipótesis para el diseño de columnas .....	47
4.1.4 Requisitos para miembros a flexocompresión de elementos dúctiles (NTCC, 2004) .....	51
4.2 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD EMPLEADA .....	53
CAPITULO 5. ESTUDIO DE MARCOS PLANOS.....	55
5.1 CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS.....	55
5.1.1 Descripción de los marcos .....	55
5.1.2 Análisis de cargas soportadas por los marcos.....	57
5.1.3 Espectros para diseño sísmico .....	58
5.2 RESULTADOS DE LOS DISEÑOS .....	59
5.2.1 Secciones de diseño .....	59
5.2.2 Distorsiones de entrepiso .....	62
5.2.3 Demandas y resistencias a cortante en las uniones viga-columna.....	65
CAPITULO 6. ESTUDIO DE MODELOS TRIDIMENSIONALES.....	69
6.1 CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS.....	69
6.1.1 Descripción de los edificios.....	70

6.1.2	Análisis de cargas soportadas por los edificios.....	72
6.1.3	Espectros para diseño sísmico .....	72
6.2	RESULTADOS DE LOS DISEÑOS .....	75
6.2.1	Secciones de diseño .....	75
6.2.2	Distorsiones de entrepiso .....	78
6.2.3	Demandas y resistencias a cortante en las uniones viga-columna.....	80
CAPITULO 7. ANALISIS ESTÁTICOS.....		84
NO LINEALES .....		84
7.1.	CRITERIOS PARA LA REALIZACIÓN DE LOS ANÁLISIS.....	84
7.2.	RESULTADOS DE LOS ANALISIS NO LINEALES .....	86
7.2.1	Envolventes de distorsiones de entrepiso .....	86
7.2.2	Mecanismos de colapso .....	98
CAPITULO 8. CONCLUSIONES .....		100
REFERENCIAS .....		103

## Índice de figuras

Figura 1.1 Conexiones típicas viga-columna (Bonacci & Alcocer, 2002).....	14
Figura 2.2 Mecanismos de daño alternativos para conexiones exteriores en T: a) Doblado de varillas hacia afuera de la zona de unión; b), c) barras dobladas en la región de las unión; y, d) anclaje de gancho en el extremo: mecanismo de cuña en el concreto (Calvi, Magenes, & Pamp, 2002).....	23
Figura 2.3 Mecanismo de falla de cuña en el concreto (Calvi, Magenes, & Pamp, 2002) ..	24
Como consecuencia, las curvas de degradación de la resistencia asociados a mecanismos de daños alternativos en conexiones exteriores tipo T, pueden diferir significativamente de los modelos típicos disponibles, como se muestra en la figura 2.4 mediante una curva cualitativa recientemente creada para representar el caso de los ganchos de anclaje en la región de la conexión con el uso de barras lisas (Calvi, Magenes, & Pamp, 2002).....	24
Figura 2.4 Modelos de degradación al corte de conexiones en T (Calvi, Magenes, & Pamp, 2002).....	25
Figura 2.5 Se observa la expulsión del concreto en la conexión superior de esquina (Calvi, Magenes, & Pamp, 2002). .....	26
Figura 2.6 Mecanismo de transferencia a cortante en uniones interiores viga-columna después del agrietamiento: Contribución por adherencia de acuerdo con Hakuto y colaboradores en 2000 (Calvi, Magenes, & Pamp, 2002) .....	27
Figura 3.1 Conjunto de fuerzas en secciones críticas. T = fuerzas de tensión; C = fuerzas de compresión; V = fuerzas de corte; subíndice <i>b</i> para la viga; subíndice <i>c</i> para la columna; y subíndice <i>s</i> para la losa (Bonacci & Alcocer, 2002).....	30
Figura 3.2 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de marcos dúctiles (NTCC, 2004).....	35
Figura 3.3 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión (NTCC, 2004).....	37
Figura 3.4 Refuerzo transversal vertical en uniones viga-columna (NTCC, 2004). .....	38



Figura 3.5 Variables para el cálculo de la fuerza cortante actuante en nudos de marcos dúctiles (NTCC, 2004). .....	39
Figura 4.1 Deformaciones y bloque de esfuerzos Fuerzas (NTCC, 2004).....	41
Figura 4.2 Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión de marcos dúctiles (NTCC, 2004).....	46
Figura 4.3 Diagrama de interacción (González & Robles, 2006). .....	48
Figura 5.1 Elevación de los marcos de 4 y 8 niveles.....	55
Figura 5.2 Elevación de marcos de 42 y 56 metros de altura. ....	56
Figura 5.3 Espectros para diseño sísmico.....	59
Figura 5.4 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 4 niveles.....	63
Figura 5.5 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 8 niveles.....	63
Figura 5.6 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 12 niveles.....	64
Figura 5.7 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 16 niveles.....	64
Figura 6.1 Ubicación de los puntos de aplicación de las cargas laterales para tomar en cuenta los efectos de torsión accidental.....	70
Figura 6.2 Vista en planta y en elevación de los modelos tridimensionales. ....	71
Figura 6.3 Variación del factor $A_{cd}$ para tomar en cuenta el efecto del comportamiento degradante al considerar $T_s = 1.2$ segundos. ....	74
Figura 6.4 Espectro de diseño: 1) reducido por ductilidad y sobrerresistencia (línea discontinua) y 2) reducido por ductilidad y sobrerresistencia y afectado por el factor de comportamiento degradante (línea continua). ....	74
Figura 6.5 Curvas de distorsiones de entrepiso en edificios de 4 niveles. ....	78
Figura 6.6 Curvas de distorsiones de entrepiso en edificios de 8 niveles .....	79
Figura 6.7 Curvas de distorsiones de entrepiso en edificios de 12 niveles .....	79
Figura 7.1 Modelos empleados en los análisis estáticos no lineales .....	86
Figura 7.2 Modelos empleados en los análisis estáticos no lineales .....	87

Figura 7.3 Curvas cortante vs distorsión de los modelos 4OC y 4RC .....	88
Figura 7.3 Curvas cortante vs distorsión de los modelos 4OC y 4RC (continuación) .....	89
Figura 7.3 Curvas cortante vs distorsión de los modelos 4OC y 4RC (continuación) .....	90
Figura 7.4 Curvas cortante basal vs distorsión de azotea .....	91
Figura 7.5 Envolventes de asociadas a la fluencia .....	92
Figura 7.5 Envolventes de asociadas a la fluencia (continuación) .....	93
Figura 7.6 Envolventes de capacidades de deformación inelástica $\mu$ .....	94
Figura 7.6 Envolventes de capacidades de deformación inelástica $\mu$ (continuación) .....	95
Figura 7.7 Efecto en la resistencia última .....	96
Figura 7.7 Efecto en la resistencia última (continuación) .....	97
Figura 7.8 Rotaciones plásticas acumuladas .....	99

## Índice de tablas

Tabla 3.1 Valores del factor $\Upsilon_{ACI}$ (Bonacci & Alcocer, 2002). .....	29
Tabla 5.1 Pesos por metro cuadrado de losa de entrepiso y azotea. ....	57
Tabla 5.2 Características dinámicas de los edificios. ....	58
Tabla 5.3 Geometría y armado de vigas de marcos de 4 niveles. ....	60
Tabla 5.4 Geometría y armado de vigas de marcos de 8 niveles. ....	60
Tabla 5.5 Geometría y armado de vigas de marcos de 12 niveles. ....	60
Tabla 5.6 Geometría y armado de vigas de marcos de 16 niveles. ....	61
Tabla 5.7 Geometría y armado de columna de marco 4OC .....	61
Tabla 5.8 Geometría y armado de columna de marco 4RC. ....	61
Tabla 5.9 Geometría y armado de columnas de marcos de 8 niveles (OC Y RC) .....	62
Tabla 5.10 Geometría y armado de columnas de marcos de 12 niveles (OC Y RC) .....	62
Tabla 5.11 Geometría y armado de columnas de marcos de 16 niveles (OC Y RC) .....	62
Tabla 5.12 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 4OC .....	65
Tabla 5.13 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 4RC. ....	65
Tabla 5.14 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 8OC .....	66
Tabla 5.15 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 8RC. ....	66
Tabla 5.16 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 12OC .....	66
Tabla 5.17 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 12RC. ....	67
Tabla 5.18 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 16OC .....	67
Tabla 5.19 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 16RC. ....	68
Tabla 6.1 Características dinámicas de los edificios. ....	75
Tabla 6.2 Geometría y armado de vigas de los edificios de 4 niveles. ....	76

Tabla 6.3 Geometría y armado de vigas de los edificios de 8 niveles.....	76
Tabla 6.4 Geometría y armado de vigas de los edificios de 12 niveles.....	76
Tabla 6.5 Geometría y armado de columnas de los edificios de 4 niveles.....	77
Tabla 6.6 Geometría y armado de columnas de los edificios de 8 niveles.....	77
Tabla 6.7 Geometría y armado de columnas de los edificios de 12 niveles.....	78
Tabla 6.8 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 4OC .....	80
Tabla 6.9 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 4RC .....	80
Tabla 6.10 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 8OC .....	81
Tabla 6.11 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 8RC .....	81
Tabla 6.12 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 12OC .....	82
Tabla 6.13 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 12RC .....	82

## CAPITULO 1. INTRODUCCION

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Desde mediados de la década de 1960, se han realizado numerosas pruebas experimentales y estudios analíticos para estudiar la eficiencia ante carga lateral de conexiones viga-columna de concreto reforzado. Cuando se detalla adecuadamente el acero de refuerzo de las vigas de una estructura, proveyendo adecuada resistencia a flexión, las articulaciones plásticas limitan la respuesta estructural global, pudiendo alcanzar un comportamiento dúctil de las conexiones a niveles de distorsiones de entrepiso elevadas. Este modo de falla se considera el más deseable para mantener una buena disipación de energía sin degradación severa de la capacidad total. Por otra parte, las uniones viga-columna pueden mostrar un comportamiento mucho más frágil cuando el daño se concentra en la zona del panel. Por lo tanto, el comportamiento a cortante de la unión es de suma importancia en relación con el control del comportamiento global de las uniones viga-columna de concreto reforzado (Kim & LaFave, 2007).

Las uniones viga-columna, son puntos críticos de la estructura pues aseguran la continuidad del edificio y transmiten fuerzas de un elemento a otro. La clasificación general de las conexiones viga-columna de concreto reforzado depende de su geometría plana, y puede realizarse como (figura 1.1):

- a) Conexión interior. Aquella que tiene dos vigas longitudinales con una columna continúa.
- b) Conexión exterior (fachada). Aquella que cuenta con una viga longitudinal continúa y una discontinua concurrente a una columna continúa.

- c) Conexión esquina. Aquella que tiene dos vigas discontinuas con una columna continúa.
- d) Conexión interior de azotea. Aquella que tiene dos vigas longitudinales con una columna discontinua.
- e) Conexión exterior de azotea. Aquella que cuenta con una viga longitudinal continúa y una discontinua concurrente a una columna discontinua.
- f) Conexión esquina de azotea. Aquella que tiene dos vigas discontinuas con una columna discontinua.

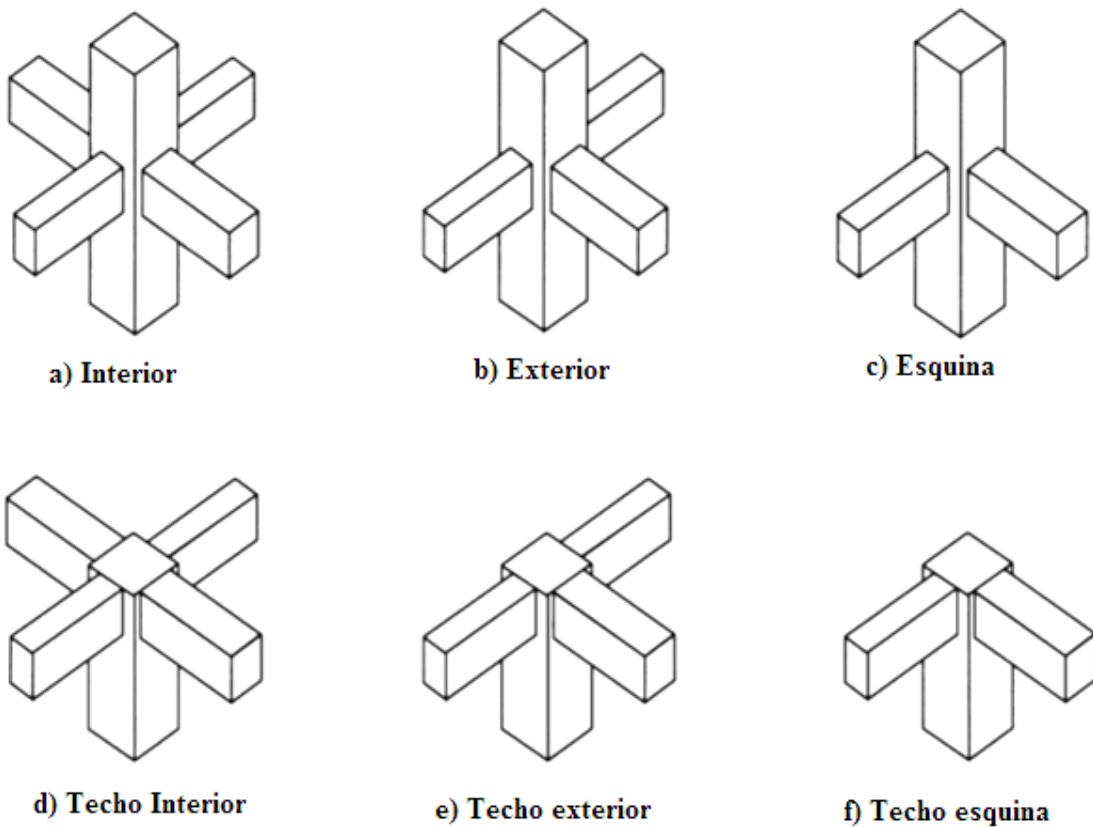


Figura 1.1 Conexiones típicas viga-columna (Bonacci & Alcocer, 2002).

Dada la importancia de las conexiones para garantizar la adecuada transmisión de fuerzas en las estructuras durante eventos sísmicos de importancia, se desarrollaron criterios para su diseño, las que se pueden definir de la siguiente manera (Alcocer, 1994):

- a) La resistencia de la unión debe ser mayor o igual que la máxima demanda que corresponda a la formación del mecanismo de colapso del marco. Esto eliminara la necesidad de reparar una región inaccesible y que sufre deterioros de resistencia y rigidez considerables si se somete a acciones cíclicas en el intervalo inelástico.
- b) La resistencia de la columna no debe afectarse por una posible degradación de resistencia de la unión.
- c) Ante sismos moderados, las uniones deben de responder en el intervalo elástico.
- d) Las deformaciones de la unión no deben de contribuir significativamente al desplazamiento de entrepiso.
- e) El refuerzo en la unión, necesario para garantizar un comportamiento satisfactorio, no debe de dificultar la construcción. Una unión típica conecta elementos provenientes de tres direcciones; se debe de evitar la interferencia de las varillas que vienen en todas direcciones.

Ante estos eventos donde se han visto evidenciados problemas en los nodos, principalmente en estructuras que fueron diseñadas y construidas antes de la introducción de códigos de diseño sísmico modernos, y que han sido sometidas a cargas sísmicas naturales, varios países, entre ellos algunos que se han destacado en el estudio de estas regiones de las estructuras, han invertido, desde hace décadas, en el desarrollo de reglamentos que toman en cuenta las enseñanzas derivadas de grandes eventos sísmicos. Algunos de los principales reglamentos son: El American Concrete Institute (ACI), Architectural Institute of Japan (AIJ), New Zealand Standards (NZS), así como también las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC), documento en el que se indican los requisitos mínimos para el diseño de estructuras de concreto reforzado en México, región donde se realiza este estudio. En la más reciente versión de estas normas (NTCC-04) se establecen consideraciones para el diseño/visión de las uniones viga columna de concreto reforzado basadas en las demandas y resistencias por cortante que pueden desarrollarse, en que para el caso de estructuras dúctiles, dichas demandas se estiman con base en criterios de diseño por capacidad.

Esta investigación tiene como objetivo principal evaluar la importancia que tiene, durante el proceso de diseño estructural, el realizar o no un adecuado diseño de las uniones viga-columna. Para esto, se evalúa la influencia de ambas consideraciones de diseño en la respuesta global de edificios estructurados con base en marcos de concreto reforzado dúctiles, específicamente en la capacidad de deformación y la resistencia.

Para lo anterior, se diseñaron marcos y edificios regulares de diferentes alturas, y posteriormente se evaluó su comportamiento estructural mediante modelos con redistribución de fuerzas laterales por efecto del diafragma rígido, empleando análisis estáticos no lineales ante cargas monótonas crecientes. Dentro de los parámetros de diseño y propiedades dinámicas estudiados se encuentran: a) períodos fundamentales, b) capacidades de deformación asociadas a diferentes estados límite y, c) factores de reducción por sobrerresistencia. Asimismo, se obtuvieron mapeos de rotaciones plásticas para evaluar los mecanismos de colapso y su congruencia con el Reglamento de diseño empleado.

## 1.2 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION

Actualmente en Estados Unidos, Nueva Zelanda, Italia, México, y principalmente Japón, se realizan investigaciones sobre el comportamiento de diferentes sistemas estructurales sujetos a acciones sísmicas intensas. Algunos de estos estudios se han centrado en el entendimiento del comportamiento de las uniones viga-columna (Megget 1974, Kitayama *et al.* 1991, Alcocer 1994, Bonacci y Alcocer 2002, calvi *et al.* 2002, Kim *et al.* 2007 y 2009), pues del levantamiento de daños durante eventos sísmicos intensos (por ejemplo: Asnam en 1980, México 1985, San Salvador 1986, Loma Prieta 1989, los Ángeles 1994, y Turquía 1999), se observaron fallas de importancia por efectos de cortante y problemas de anclaje del acero de refuerzo en de algunos edificios (Alcocer, 1994). Además, las fallas de conexiones representan labores complejas de reparación en los casos que así se requiera. Es claro que el comportamiento de estas regiones es relevante en el comportamiento global de la estructura, resultando críticas en algunos casos para la estabilidad del edificio.



En la actualidad, de acuerdo a un sondeo realizado por Godínez (2013), en algunos de los despachos de cálculo estructural en México, para el diseño de edificios de concreto armado suele dejarse de lado el diseño/revisión de las uniones viga columna, delegando la responsabilidad del detallado final de estos puntos críticos de la estructura al encargado de la construcción o en algunas ocasiones a los dibujantes, lo cual no es adecuado y pueden incurrirse en problemas graves de diseño. Lo anterior, evidencia la importancia que puede llegar a tener el adecuado diseño/revisión de las uniones viga-columna durante el proceso de diseño global, debiendo plasmarse en planos con detalles claramente especificados. El desarrollo de este estudio se justifica, ya que se considera de importancia conocer cuál es el efecto que puede tener en el comportamiento estructural global el no considerar de forma adecuada (u omitirlo totalmente) el diseño de las conexiones viga-columna en estructuras resueltas con base en marcos dúctiles de concreto reforzado.

### **1.3 HIPOTESIS**

El inadecuado diseño (u omisión del diseño) de las conexiones viga-columna en una estructura de concreto reforzado, ocasiona que en edificios desplantados en zonas donde existan movimientos sísmicos intensos, el riesgo de falla en estas zonas de gran importancia estructural sea considerablemente mayor que para el caso de aquellas conexiones que sí han sido diseñadas sísmicamente, poniendo en riesgo la estabilidad de la estructura.

### **1.4 OBJETIVOS**

El objetivo general radica en estudiar, de forma analítica, el efecto que tiene la consideración u omisión del diseño de las uniones viga-columna en el comportamiento estructural de edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzados. Lo anterior, debido a que en algunas ocasiones dicha revisión se deja de lado en la práctica del diseño estructural en México.

## 1.5 ALCANCES Y METAS

El objetivo de este trabajo tiene, como fin, el poder evaluar el efecto que tiene la consideración u omisión del diseño y revisión de las uniones viga-columna en el proceso de diseño estructural en algunos parámetros de diseño y propiedades dinámicas, como son:

- a) periodos fundamentales
- b) capacidades de deformación asociados a diferentes estados límite
- c) factores de reducción por sobrerresistencia.

Y analizar si existen diferencias significativas entre una y la otra alternativa en estos parámetros, que puedan afectar la estabilidad de la estructura.

## CAPITULO 2. ESTUDIOS PREVIOS

### 2.1 INVESTIGACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE UNIONES VIGA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO

En los años recientes se han realizado diversas pruebas, para determinar los factores que intervienen en el comportamiento de las conexiones viga-columna en estructuras de concreto reforzado. Hanson y Connor en 1967 sugieren por primera vez una definición cuantitativa del cortante en el nudo, el cual podía determinarse a partir de un diagrama de cuerpo libre a media altura del panel del nudo. Una década después, Paulay y colaboradores en 1978, describieron cualitativamente un mecanismo de resistencia a cortante del panel. Este mecanismo de resistencia al corte se compone de la combinación de un puntal de concreto y/o una armadura. La resistencia al corte del mecanismo de puntal de concreto proviene de la transmisión de la fuerza a la zona del panel por aplastamiento de las zonas de compresión de concreto de la viga (s) y columna (s) adyacente y los miembros de la columna, mientras que la resistencia al corte del mecanismo de armadura proviene principalmente de la transferencia de fuerza al panel de nudo a través de la adherencia del acero y el concreto circundante (figura 2.1).

En general, se ha encontrado que la falla por cortante puede ocurrir en conjunción con el rendimiento de refuerzo de la viga (los llamados fracasos "BJ") o sin el rendimiento de refuerzo de la viga (los llamados fracasos "J") (Kitayama, Otani, & Aoyama, 1991).

Después de los 80', se realizaron diversos experimentos, los cuales aportaron información importante, para saber más del comportamiento de las conexiones viga-columna. Dentro de estos, Kitayama encontró que, en primer lugar, que la resistencia al cortante era independiente de la carga axial de la columna. En segundo lugar, la resistencia al cortante

no fue mejorada por un aumento en la cantidad de refuerzo transversal, cuando la relación de refuerzo transversal (área total de refuerzo transversal en la dirección de carga y se coloca entre el refuerzo de la viga superior e inferior, dividido por el producto de la anchura de la columna y  $7/8$  del ancho efectivo de la viga) ya estaba por encima de 0.4%. Bonacci y Pantazopoulou, de los 51 experimentos que realizaron, tantos fracasos “BJ” y “J”, indicaron que la resistencia al cortante de la unión no tiene ninguna relación coherente para carga axial de la columna. Mediante el cálculo de la contribución potencial del refuerzo transversal de resistencia al cortante, explicaron además que el conjunto del refuerzo transversal participó significativamente en el mecanismo de resistencia al cortante. Según el análisis de Goto y Joh sobre los datos obtenidos, los cuales nuevamente no tuvieron ninguna limitación en la cantidad de acero de refuerzo transversal, concluyó que la resistencia al corte dependía de la resistencia a compresión del concreto, mientras que el refuerzo transversal también afecto un poco la resistencia al cortante.

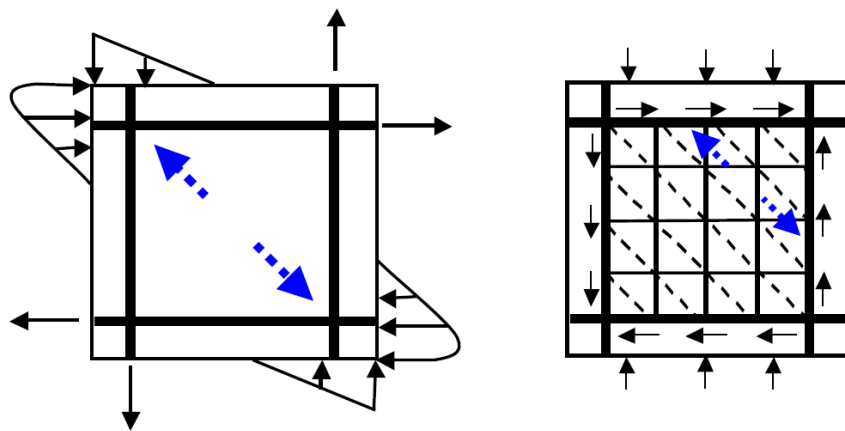


Figura 2.1. Mecanismo resistente a fuerza cortante en un nudo (Kim & LaFave, 2007)

Samerville y Tayler, hicieron un modelo a escala de una conexión viga-columna de yeso reforzado sometido a carga monótona. Ellos encontraron que el rendimiento de las barras de la viga, ocurrió dentro de la conexión y no en la unión viga columna.

En Japón, ante la necesidad de construir edificios cada vez más altos y que soporten gran carga sísmica, daban como resultado en el modelado de los edificios, secciones de

columnas muy grandes. Sin embargo, esto se solucionó con el avance del cálculo de diseño y el uso de materiales de mayor resistencia, reduciendo las dimensiones de las columnas, convirtiendo las conexiones viga-columna, en el eslabón débil de la cadena, lo que hizo necesario estudiar detalladamente estas conexiones viga-columna. A la fecha, en este país, ya se han realizado varias pruebas de escala completa de conexiones de concreto reforzado viga-columna.

Dentro de las pruebas realizadas en este país, los investigadores Kazuhiro Kitayama, Shunsuke Otani y Hiroyuki Aoyama, realizaron estudios experimentales para ver el comportamiento de las uniones interiores viga-columna. Los edificios realizados en sus estudios, fueron diseñados de acuerdo con la Ley de Normas de Edificación japonés con un factor de ductilidad de 4, obteniendo las siguientes conclusiones:

a). La relación de la anchura de la columna para el diámetro de la varilla de la viga debe ser limitada por la ecuación:

$$\frac{h_c}{d_b} \geq \frac{f_y}{9\sqrt{f_c'}} \quad (2.1)$$

donde,  $f_y$ : resistencia a la fluencia de las varillas de la viga en  $\text{kg/cm}^2$ ,  $d_b$ : diámetro de varilla de la viga,  $h_c$ : ancho de columna y  $f_c'$ : resistencia a la compresión de concreto en  $\text{kg/cm}^2$ .

b). El esfuerzo cortante en la conexión  $V_u$  debe limitarse como sigue:

$$\frac{V_u}{f_c'} \leq 0.25 \quad (2.2)$$

c). Se recomienda una relación de refuerzo lateral mínima de 0.4%. Este valor requerido puede reducirse si la tensión de corte en la conexión es suficientemente menor que  $0.25f_c'$ .

d) La resistencia al corte nominal de una conexión puede ser mejorada hasta 1.3 veces requeridos por la ecuación (2.2), es decir,  $0.33fc'$ , si el marco tiene vigas en las cuatro caras de la conexión y al menos dos tercios de cada cara de la unión está cubierta por vigas.

e) Si la tensión axial de la columna es menor que  $0.3fc'$ , no exhibe ningún beneficio sobre la unión a lo largo del refuerzo de la viga dentro de una conexión, y si el esfuerzo axial de la columna es menor que  $0.5fc'$ , esta no influye en la resistencia al corte de la conexión.

### **2.1.1 Daño en conexiones viga-columna debido a falta de anclaje y adherencia**

En Italia se ha puesto particular énfasis en el problema de la vulnerabilidad ante eventos sísmicos en edificios de concreto armado, edificios diseñados por capacidad o los diseños solo por cargas gravitacionales, ya que estos edificios se encuentran en países propensos a eventos sísmicos, los cuales fueron hechos antes de la introducción de códigos de diseño sísmico adecuados a mediados de 1970 (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002).

En respuesta a esa falta de información experimental detallada sobre el tema, se realizó un extenso programa experimental de subconjuntos viga-columna y tres modelos de marcos con deficiencias típicas en la construcción italiana entre los años 1950 y 1970 que se producían en la práctica, esto como parte de un Programa Nacional Coordinado de Investigación (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002).

Los resultados obtenidos de dichos experimentos, destacan la vulnerabilidad significativa de las conexiones viga-columna y el papel crítico del deslizamiento del acero de refuerzo, debido a la utilización de varillas lisas y la falta del detallado en el armado al proveer el anclaje adecuado. Se observaron daños combinados y mecanismos de colapso, tanto a nivel local como global, resaltando lo inadecuados de los modelos analíticos y fenomenológicos disponibles en esas fechas para una adecuada predicción del comportamiento observado.

Posteriormente se demostró en otros estudios que el uso de barras lisas, la falta de refuerzo transversal, así como inadecuados detalles de anclaje en la conexión viga-columna han generado mecanismos de falla frágiles (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002).

En la figura 2.2 se muestran los tipos de mecanismos de daño y fallas posibles en conexiones sin refuerzo transversal en conexiones exteriores de entrepiso (conexiones en T). El mecanismo de transmisión de la fuerza cortante en la región de la conexión depende básicamente, después del agrietamiento diagonal, de un mecanismo en compresión, cuya eficacia esta críticamente relacionada con la solución de anclaje adoptado para el refuerzo de la viga longitudinal. Cuando las varillas se doblan hacia afuera de la unión, como era típico en la vieja práctica, no se proporciona ningún punto de nudo eficaz para el desarrollo de un mecanismo eficiente en compresión, a menos que se coloque una cantidad significativa de estribos transversales en las columnas, inmediatamente en el núcleo de la unión.

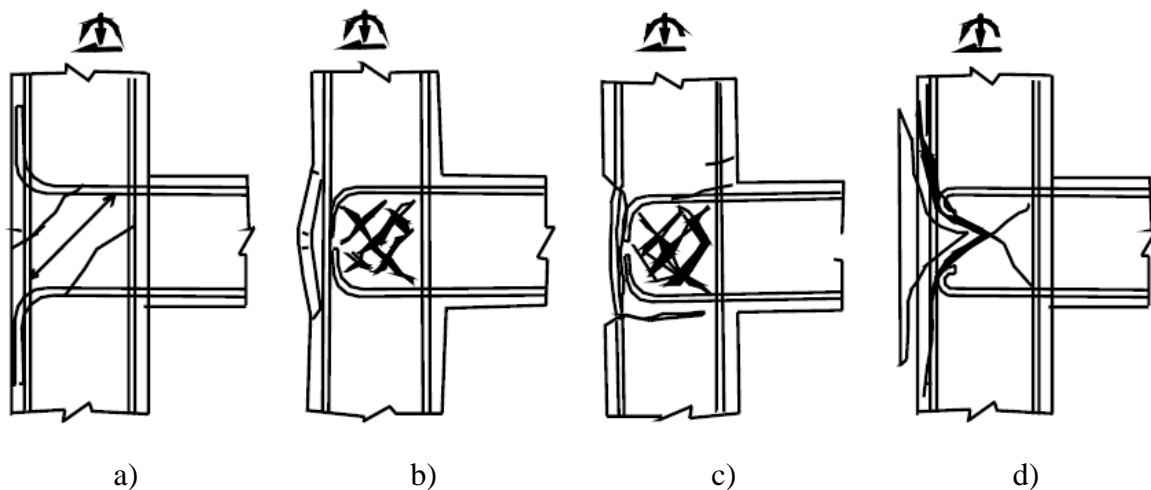


Figura 2.2 Mecanismos de daño alternativos para conexiones exteriores en T: a) Doblado de varillas hacia afuera de la zona de unión; b), c) barras dobladas en la región de las unión; y, d) anclaje de gancho en el extremo: mecanismo de cuña en el concreto (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002).

El problema que tienen las varillas dobladas en la región de la unión con ganchos en el extremo, que comúnmente fue adoptado durante la práctica en la construcción italiana en periodos alejados a la actualidad, resulta en un mecanismo de falla combinada, debido a los efectos de escaso confinamiento en la conexión y concentrada fuerza de compresión (después del deterioro de la adherencia entre la varilla y el concreto) en el doble final de la varilla. Esto crea una cuña de concreto que es empujado hacia afuera, lo que provoca una falla frágil y la pérdida de capacidad de fricción (figura 2.3). Es evidente, como lo confirman los resultados experimentales recientes mencionados anteriormente, que el uso de las barras lisas, cuyo anclaje se basa casi exclusivamente en el gancho final, fomenta la formación del mecanismo de cuña, debido a los efectos perjudiciales de la transmisión de la fuerza de compresión concentrada por las varillas de la viga por el gancho en el extremo.



Figura 2.3 Mecanismo de falla de cuña en el concreto (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002)

Como consecuencia, las curvas de degradación de la resistencia asociadas a mecanismos de daños alternativos en conexiones exteriores tipo T, pueden diferir significativamente de los modelos típicos disponibles, como se muestra en la figura 2.4 mediante una curva



cuantitativa recientemente creada para representar el caso de los ganchos de anclaje en la región de la conexión con el uso de barras lisas (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002).

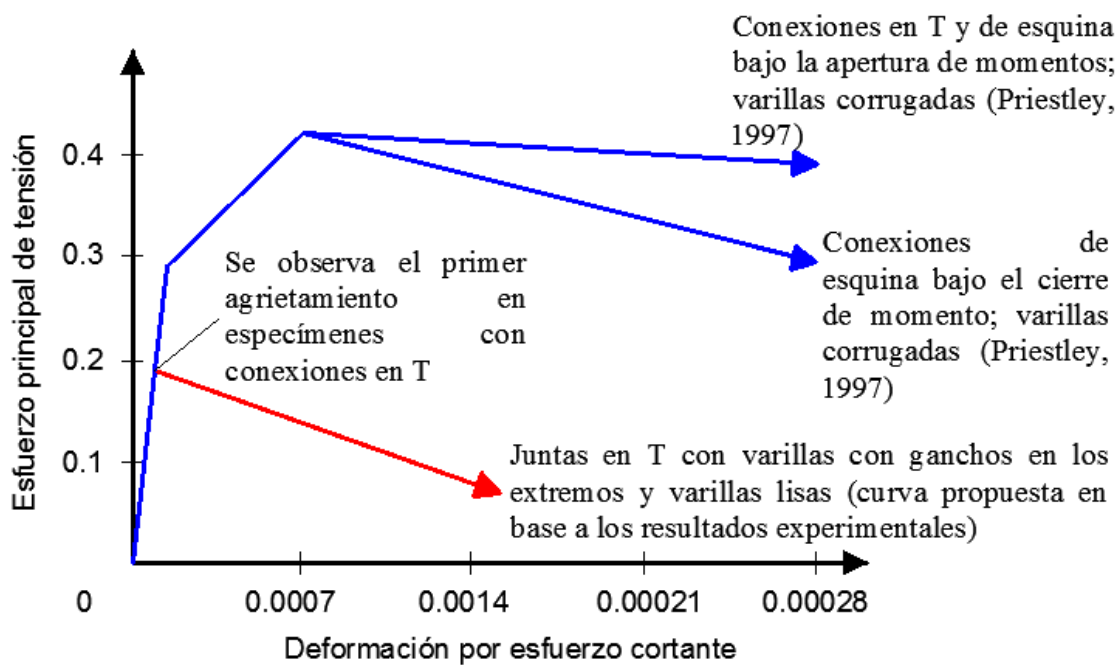


Figura 2.4 Modelos de degradación al corte de conexiones en T (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002).

Consideraciones similares a las anteriores, pueden emplearse para conexiones de esquina exteriores de plantas superiores. Los resultados experimentales sobre estas conexiones viga-columna, muestran la potencialidad para la expulsión del concreto en la cara superior de la viga, debido al deslizamiento y la concentración de tensión en la posición del extremo del gancho de las barras longitudinales de la columna en compresión (figura 2.5). Sin embargo, el bajo nivel de carga axial en ese tipo de conexión, aunado a la baja cantidad de refuerzo longitudinal en la columna (como es típico de las disposiciones de diseño del

código de carga por gravedad) tiende a enfatizar una jerarquía columna-débil/viga-fuerte que conduce a una flexión predominante debido a la conexión en la columna.

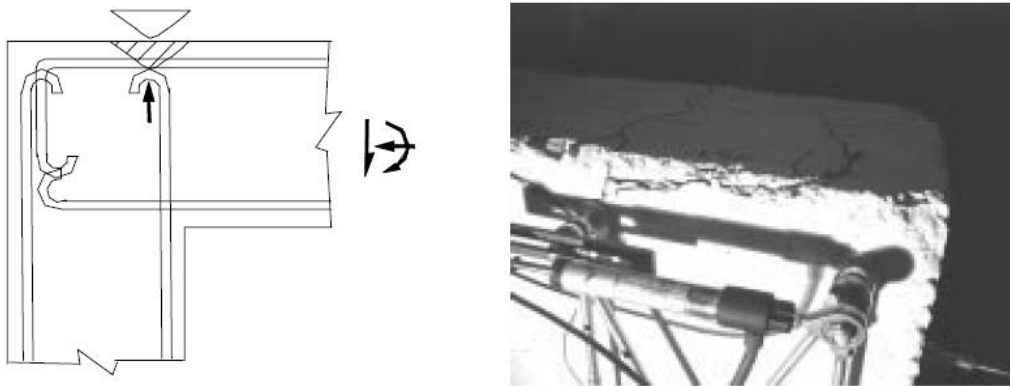
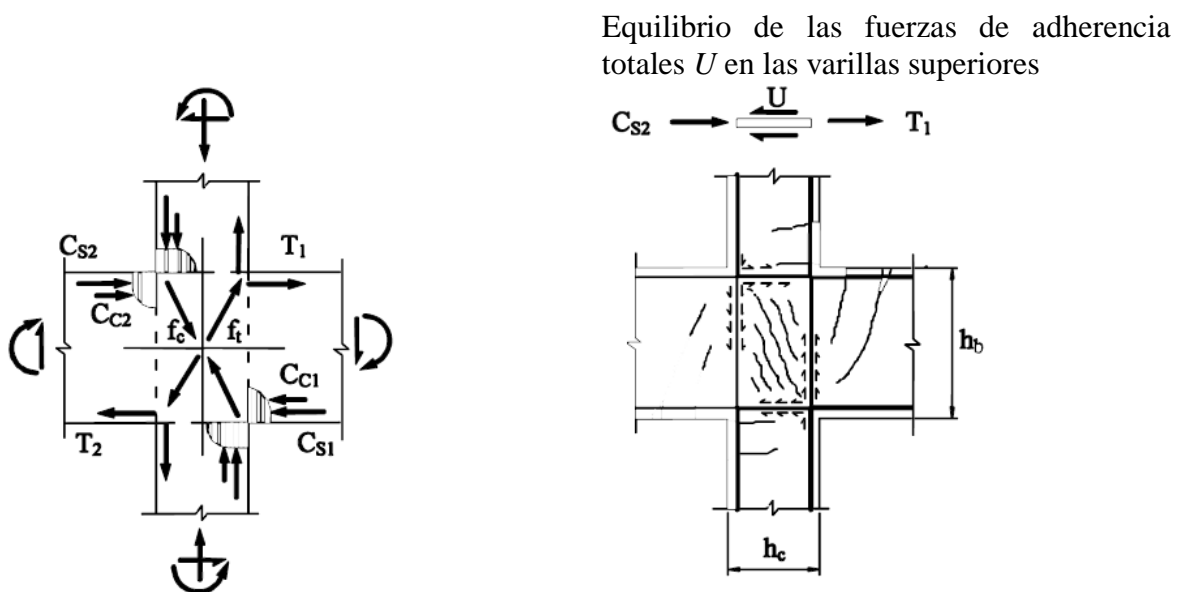


Figura 2.5 Se observa la expulsión del concreto en la conexión superior de esquina (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002).



- a) Fuerzas de vigas y columnas que actúan en la conexión
- b) Patrón de grietas y fuerzas de adherencia posterior al inicio del agrietamiento por tensión diagonal en el núcleo

Figura 2.6 Mecanismo de transferencia a cortante en uniones interiores viga-columna después del agrietamiento: Contribución por adherencia de acuerdo con Hakuto y colaboradores en 2000 (Calvi, Magenes, & Pampanin, 2002)

En lo que se refiere a las conexiones interiores, en la figura 2.6 se muestra el mecanismo ideal a cortante en una conexión interior viga-columna sin refuerzo. Si se produce deterioro de la adherencia, entre el acero de refuerzo y el concreto, debido al uso de varillas lisas o la degradación cíclica, la fuerza de adherencia total dentro de la longitud de la columna puede no ser suficiente para anclar la varilla de modo que se puede producir deslizamientos significativos de la varilla y mover el anclaje ideal a un punto fuera de la zona de unión. Por lo tanto, el armado de compresión en la viga en un lado de la columna puede estar en realidad en tensión, lo que lleva a una pérdida no despreciable de la resistencia a la flexión y la ductilidad (además de la reducción de la rigidez del marco general debido a los efectos de deslizamientos).

De las aportaciones de las diversas investigaciones que se han realizado en varias partes del mundo, los países han creado sus propios códigos de construcción, de los cuales, en el siguiente capítulo se explicara algunos aspectos del comportamiento de las conexiones viga-columna de cuatro de los códigos más importantes que existen en la actualidad.

## CAPITULO 3. PROPUESTAS REGLAMENTARIAS PARA EL DISEÑO DE LAS UNIONES VIGA- COLUMNA

Estados Unidos, Japón, y Nueva Zelanda, son de los países que más han avanzado en la investigación sobre el comportamiento de estructuras de concreto reforzado, por lo que sus reglamentos de construcciones son de los más importantes en el mundo. A continuación se presentan algunos criterios de estos reglamentos sobre el estudio del comportamiento al corte en conexiones viga-columna, así como también los criterios y recomendaciones del Reglamento que rige en México, en el cual se basa esta investigación por lo que se describe más detalladamente.

### 3.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN EL INSTITUTO DEL CONCRETO AMERICANO (ACI 352)

De acuerdo con Kim y LaFave (2009), para las conexiones modernas de concreto reforzado viga-columna (manteniendo el confinamiento adecuado dentro de una instancia común), el Comité ACI-ASCE 352 ("Juntas y conexiones en estructuras de concreto monolítico") define a la resistencia nominal a fuerza cortante de los nudos, como:

$$V_n = Y_{ACI} \sqrt{f'_c} b_j h_c \quad (3.1)$$

donde  $Y_{ACI}$  es el factor de resistencia por cortante en el nudo,  $f'_c$  es fuerza a la compresión del concreto especificado,  $b_j$  es el ancho efectivo a cortante en la nudo y  $h_c$  es el ancho de la columna. El factor de resistencia por cortante en el nudo se determina en función del número de caras verticales confinadas, los factores se resumen en la Tabla 3.1.

El ancho efectivo a cortante en la conexión, se determina como el más pequeño de los tres valores, es decir:

$$b_j = \text{mas pequeño} \left( \frac{b_b + b_c}{2}, b_b + \sum \frac{mh_c}{2}, b_c \right) \quad (3.2)$$

donde,  $b_b$  es el ancho de la viga,  $b_c$  es el ancho de la columna, y  $m$  es la pendiente para definir el ancho efectivo de la articulación transversal a la dirección del corte,  $m$  debe ser 0.3 cuando la excentricidad entre la línea central de la viga y el centro de la columna supera  $b_b/8$  y  $m$  debe ser de 0.5 para los otros casos. El término  $mh_c/2$  no debe tomarse más grande que la extensión de la columna más allá del borde de la viga. Por lo general, el promedio efectivo del ancho de la viga y de la columna rige en la ec. 3.2.

Tabla 3.1 Valores del factor  $\Upsilon_{ACI}$  (Bonacci & Alcocer, 2002).

Clasificación	Tipo	
	1	2
A. Nudos con una columna continua		
A.1 Nudos confinados en las cuatro caras verticales	24	20
A.2 Nudos confinados en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas	20	15
A.3 Otros casos	15	12
B. Nudos con una columna discontinua		
B.1 Nudos confinados en las cuatro caras verticales	20	15
B.2 Nudos confinados en tres caras verticales o dos opuestas	15	12
B.3 Otros casos	12	8

El Comité ACI 318, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-05) y Comentarios (ACI 318R-05)" acepta, en general, una filosofía de diseño por cortante en la conexión similar a la de ACI 352R-02 a excepción de algunos puntos. En primer lugar, el ACI 318-05 no considera explícitamente la discontinuidad de la columna para determinar el

factor de resistencia al corte en la conexión; en conexiones exteriores y de esquina sólo tienen el mismo factor de resistencia al corte por la misma condición de los elementos fuera del plano. En segundo lugar, el ancho efectivo al corte en la articulación se determina como el más pequeño de dos valores, es decir:

$$b_j = \text{mas pequeño}(b_b + h_c, b_b + 2x) \quad (3.3)$$

donde  $x$  es la menor de las distancias de la cara de la viga a la cara de la columna. En este caso,  $b_j$  usualmente queda regido por el ancho de la columna.

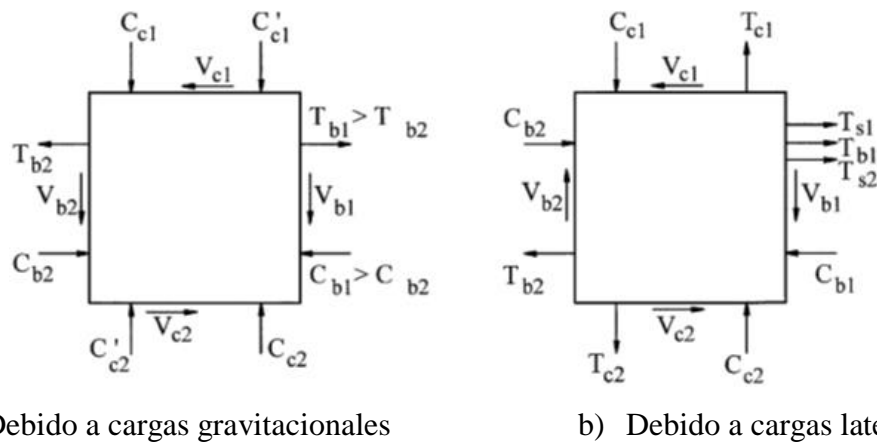


Figura 3.1 Conjunto de fuerzas en secciones críticas. T = fuerzas de tensión; C = fuerzas de compresión; V = fuerzas de corte; subíndice  $b$  para la viga; subíndice  $c$  para la columna; y subíndice  $s$  para la losa (Bonacci & Alcocer, 2002).

Las Recomendaciones de diseño se basan en la suposición de que las secciones críticas son inmediatamente adyacentes a la conexión. En la Figura 3.1 se muestra la conexión como un cuerpo libre bajo la acción de fuerzas que actúan sobre las secciones críticas. El agrietamiento del elemento y la rotación concentrada se esperan cerca de las caras del nudo, donde los momentos flexionantes por lo general alcanzan sus valores máximos. Los elementos estructurales en la conexión deben satisfacer los requisitos del ACI 318-02 para el agrietamiento y la deformación bajo cargas de servicio (Bonacci & Alcocer, 2002).

### 3.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN EL INSTITUTO DE ARQUITECTURA DE JAPON (AIJ 1999)

De acuerdo con Kim y LaFave (2009), el Instituto de Arquitectura de Japón 1999 (Guías de diseño sismorresistente para edificios de concreto reforzado basados en conceptos y comentarios en resistencia última), recomienda que la resistencia a fuerza cortante en las conexiones se determine como:

$$V_j = k\phi F_j b_j D_j \quad (3.4)$$

donde,  $k$  es un factor que depende de la geometría en el plano (1.0 para las conexiones interiores, 0.7 para las conexiones exteriores y conexiones en forma de T de pisos superiores, y 0.4 para las conexiones de azoteas en las esquinas);  $\phi$  es un factor mediante el que se considera el efecto de la geometría fuera de plano (1.0 para uniones con vigas transversales en ambos lados y 0.85 para otros tipos de conexiones);  $F_j$  es el valor estándar de la resistencia al corte en la conexión (como una función de la resistencia a la compresión de concreto);  $b_j$  es el ancho efectivo al corte en la conexión y  $D_j$  es el peralte efectivo de la columna.

El valor estándar de la resistencia al corte en la conexión ( $F_j$ ) se sugiere como la ecuación (3.5), es decir:

$$F_j = 0.8 \times (f_c')^{0.7} \quad (3.5)$$

El ancho efectivo en la conexión ( $b_j$ ) se define como  $b_j = b_b + B_{a1} + B_{a2} + (B_{a1}, B_{a2}$ : el más pequeño de una cuarta parte del peralte de la columna y la mitad de la distancia entre la viga y la cara de la columna a cada lado de la viga). Por último, la profundidad efectiva al corte en la conexión ( $D_j$ ) se define simplemente como la profundidad de la columna de una conexión interior, o la longitud de desarrollo proyectada de las barras de la viga anclados con ganchos de 90 grados para conexiones exteriores y de esquina en azotea.

### 3.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN NUEVA ZELANDA ESTANDAR (NZS 3101: 1995)

De acuerdo con Kim y LaFave (2009), la Standards New Zealand 3101: 1995 (Estructuras de concreto estándar), sugiere que la resistencia de diseño por cortante sea:

$$V_j = v_j b_j h_c \quad (3.6)$$

donde  $v_j$  es el esfuerzo cortante en la conexión,  $b_j$  es el ancho efectivo al corte en la conexión y  $h_c$  es la profundidad de la columna.

El esfuerzo cortante en la conexión se define como:

$$v_j = \frac{f'_c f_{jy} A_{jh}}{6\alpha f_{by} A_s^*} \quad (3.7)$$

En la ecuación (3.7),  $\alpha$  es el parámetro teniendo en cuenta la carga axial de la columna;  $f_{jy}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal transversal de la conexión;  $A_{jh}$  es el área total de refuerzo horizontal transversal de la conexión;  $f_{by}$  es esfuerzo de fluencia del refuerzo de la viga longitudinal, y  $A_s^*$  es el área mayor del refuerzo de la viga de la parte superior o inferior que pasa a través de la conexión (excluyendo barras ubicadas en un ancho de patín efectivo a tensión). El esfuerzo cortante en la conexión calculada no debe superar  $0.2 f'_c$ .

El parámetro ( $\alpha$ ), teniendo en cuenta la carga axial de la columna, se calcula mediante las ecuaciones 3.8 y 3.9, es decir:

$$\alpha = 1.4 - 1.6 \frac{C_j N^*}{f'_c A_g} \text{ Conexiones interiores} \quad (3.8)$$

$$\alpha = \beta \left( 0.7 - \frac{C_j N^*}{f'_c A_g} \right) \text{ Conexiones exteriores y de esquina} \quad (3.9)$$

De acuerdo al NZS 3101:1995, la variable  $C_j$  se introduce para asignar proporcionalmente los efectos benéficos de carga de compresión axial para las dos direcciones principales de la



fuerza lateral de diseño ( $C_j$  es 1.0 para las conexiones unidireccionales y los marcos simétricos en ambos sentidos sujetos a tensión axial, y  $C_j$  es 0.5 en marcos simétricos bidireccionales sujetos a compresión axial),  $\beta$  es la relación del área de refuerzo en compresión respecto al de tensión de la viga,  $N$  es la carga axial de la columna (valor positivo para la compresión axial y el valor negativo para la tensión axial) y  $A_g$  es el área de la sección transversal de la columna.

Por último, el ancho efectivo al corte en la conexión ( $b_j$ ) es la más pequeña de  $b_c$  y  $b_b + 0,5 h_c$ . En este caso, el ancho efectivo usualmente es dominado por el ancho de la columna.

### **3.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO SEGÚN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (NTCC-2004)**

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a ella.

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. Si la losa esta colada monolíticamente con las vigas, se considera que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será al menos ocho veces el espesor del patín; en secciones L, el ancho del patín será de 6 veces el espesor del patín.

De acuerdo a lo comentado en las NTCC-2004 y por Alcocer (1994), para revisar la resistencia de nudos a fuerza cortante en cada dirección principal, en forma independiente, las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinaran suponiendo que el refuerzo a tensión en las barras es  $1.25f_y$  y se considerara un plano horizontal a media altura del nudo. Se distinguen tres casos de nudos en estructuras dúctiles para calcular la resistencia de diseño:

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$5.5 F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (3.10)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$4.5 F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (3.11)$$

c) Otros casos

$$3.5 F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (3.12)$$

Se considera que una cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo. En nudos donde la columna sea discontinua, el resultado de las ecuaciones 3.10, 3.11 y 3.12 se multiplicara por 0.75.

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión.

En las ecuaciones 3.10 a 3.12, el ancho  $b_e$  se calculara promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho  $b_e$  no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna,  $h$ , o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza,  $b$  (figura 3.2).

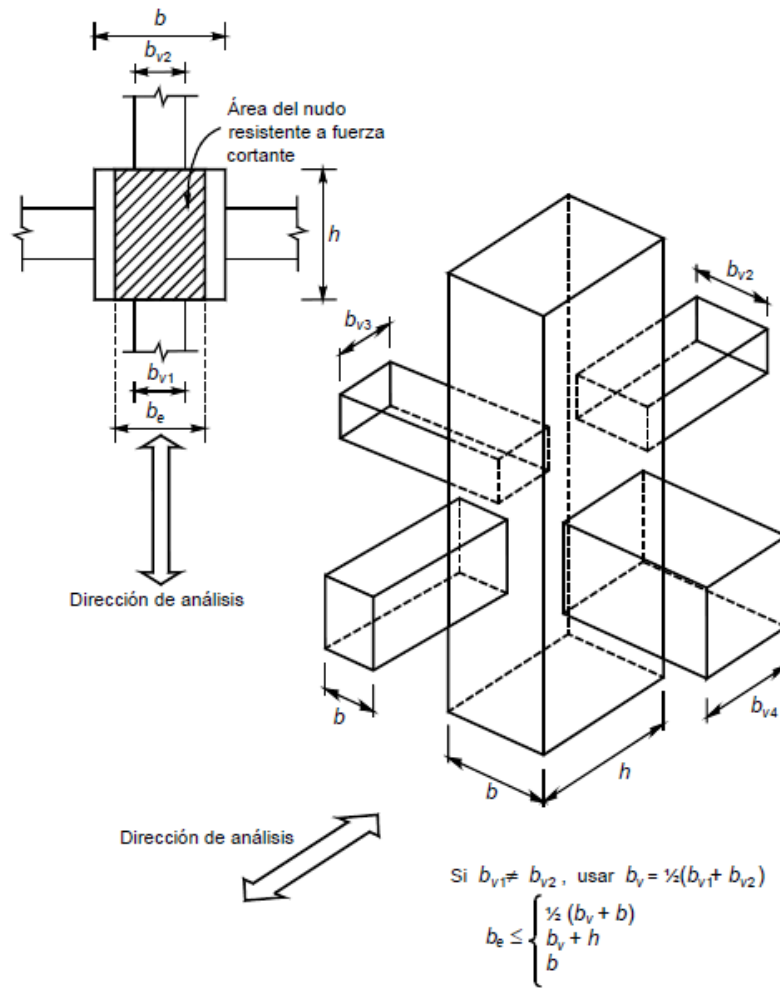


Figura 3.2 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de marcos dúctiles (NTCC, 2004).

El refuerzo transversal horizontal mínimo, que debe colocarse en columnas rectangulares debe ser tal, que la suma de las áreas de los estribos y grapas  $A_{sh}$ , en cada dirección de la sección de la columna no sea menor que la obtenida en las siguientes ecuaciones:

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \tag{3.13}$$

$$0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \tag{3.14}$$

donde  $b_c$  es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área  $A_{sh}$  y esfuerzo de fluencia  $f_{yh}$  (figura 3.3).

Si el nudo está confinado por las cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo. La separación del refuerzo transversal en el nudo no debe de exceder de:

- 1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento
- 2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa
- 3) 100 mm

Cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo en uniones de esquina. Se aceptara el uso de estribos abiertos en forma de U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo de la sección 5.1 de las NTCC-04, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo (figura 3.4).

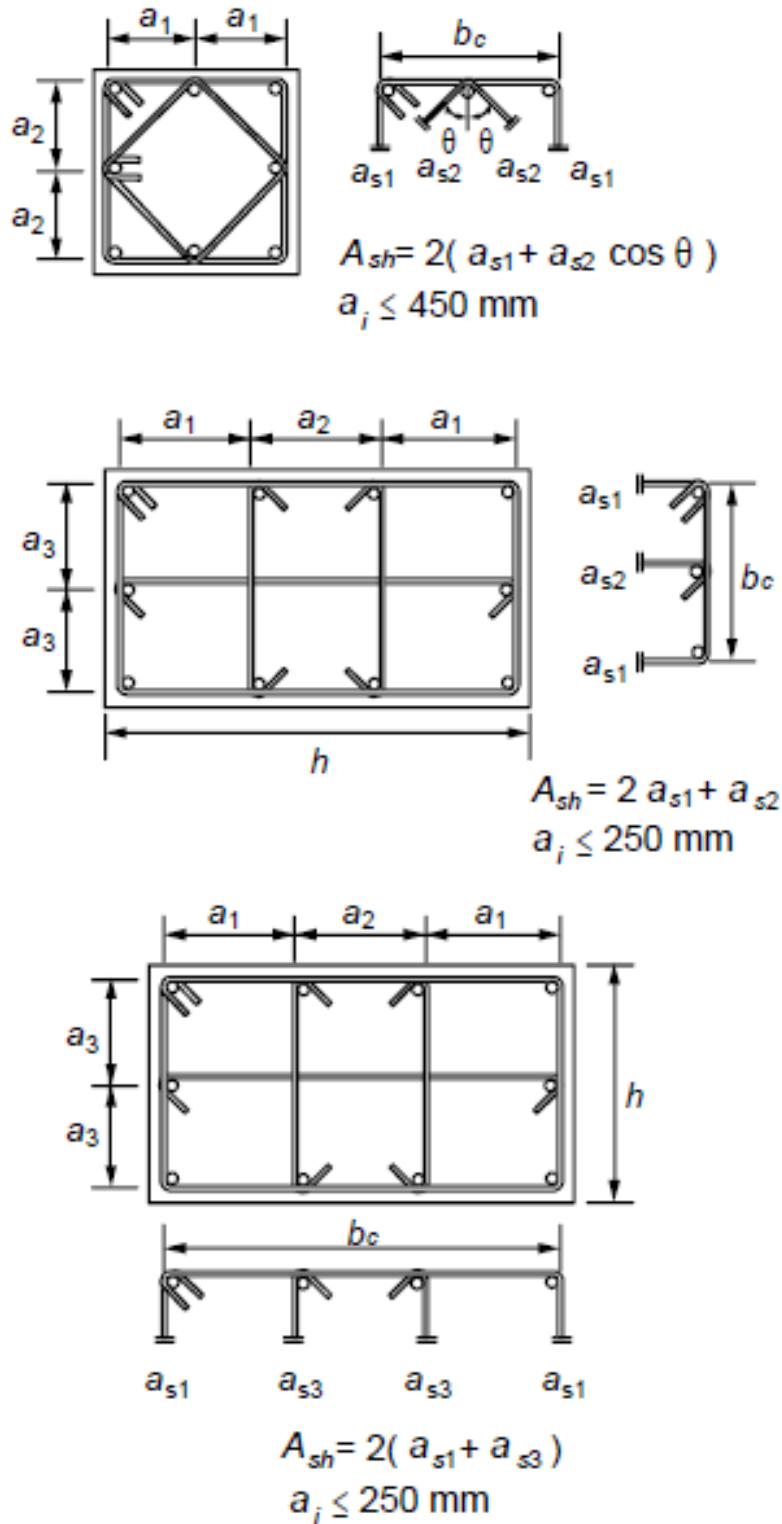


Figura 3.3 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión (NTCC, 2004).

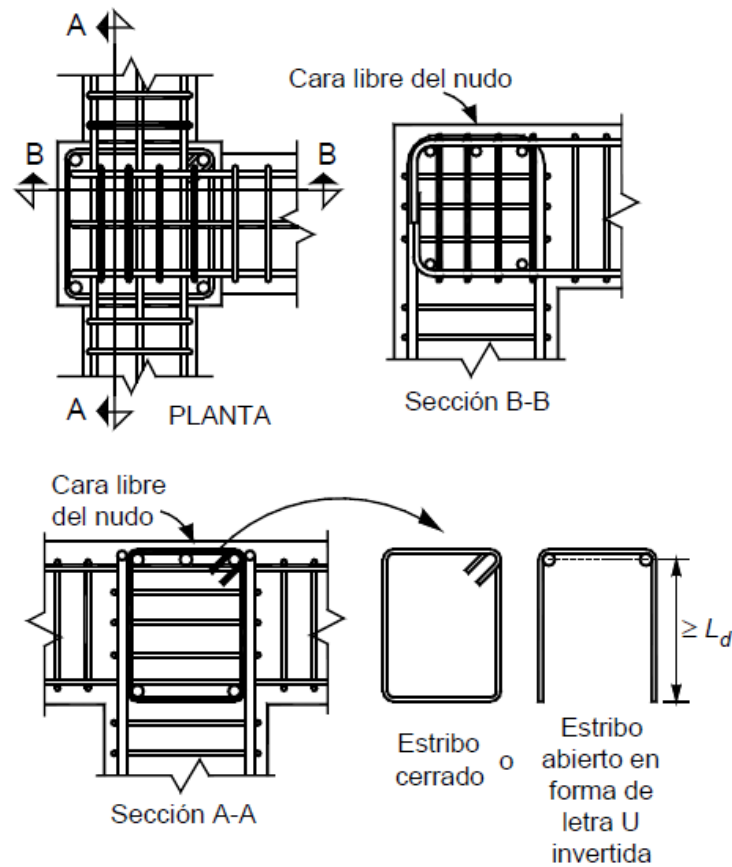


Figura 3.4 Refuerzo transversal vertical en uniones viga-columna (NTCC, 2004).

Para las barras que terminen en un nudo, debe de cuidarse que se prolonguen hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un dobléz de 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo de núcleo de la columna.

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben de seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

- $h_{(columna)} / d_b \text{ (barra de viga)} \geq 20$
- $h_{(viga)} / d_b \text{ (barra de columna)} \geq 20$

donde  $h_{(columna)}$  es la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que  $P_u/A_g f_c' \geq 0.3$ , la relación de peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna se puede reducir a 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del cincuenta por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo.

Para determinar la fuerza cortante actuante en nudos de marcos dúctiles, las NTCC-04 establecen lo siguiente:

$$V_u = T_{viga,1} + T_{losa,arriba} + T_{losa,abajo} + C_{viga,2} - V_{columna,1} \quad (3.15)$$

donde:

$$T_{viga,1} + T_{losa,arriba} + T_{losa,abajo} = 1.25 f_y (A_{s,viga,1} + A_{s,losa,arriba} + A_{s,losa,abajo});$$

$$C_{viga,2} = T_{viga,2} = 1.25 A_{s,viga,2} f_y. \text{ Véase figura 3.5.}$$

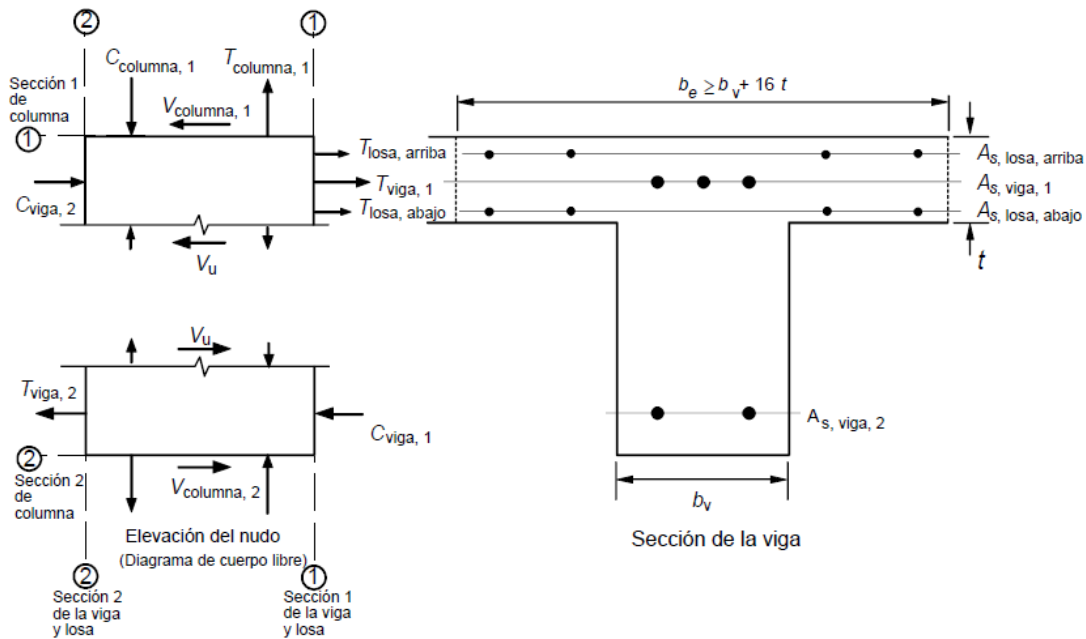


Figura 3.5 Variables para el cálculo de la fuerza cortante actuante en nudos de marcos dúctiles (NTCC, 2004).

## CAPITULO 4. METODOLOGÍA DE DISEÑO

### 4.1 HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SISMORRESISTENTES

#### 4.1.1 Hipótesis para el diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales que soportan esfuerzos a flexión y cortante principalmente, por los que debe proveerse una sección transversal con su adecuado acero de refuerzo, para obtener un comportamiento satisfactorio ante las diferentes acciones a que estará sujeta la estructura durante su vida útil.

Para diseñar se usó el valor nominal,  $f_c^*$ , esto como medida de prevención en que el concreto no alcance su resistencia de diseño, la cual se reduce y está determinado como:

$$f_c^* = 0.8 f_c' \quad (4.1)$$

Las resistencias calculadas deben de afectarse por un factor de reducción,  $F_R$  dependiendo cual fuera el caso:

- $F_R = 0.9$  para flexión.
- $F_R = 0.8$  para cortante y torsión

La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento se considera plana (Figura 4.1 a).



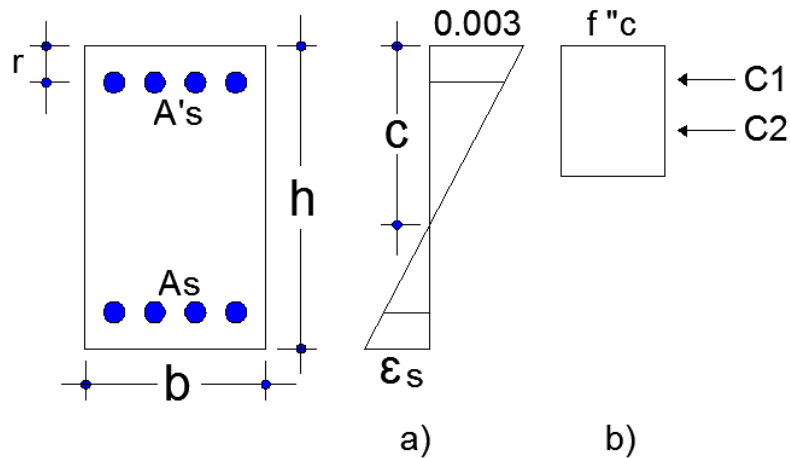


Figura 4.1 Deformaciones y bloque de esfuerzos Fuerzas (NTCC, 2004).

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 considera que el concreto no resiste esfuerzos de tensión, ya que esos esfuerzos son absorbidos por el acero de refuerzo. La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003 (Figura 4.1 a).

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor  $f_c''$  igual a  $0.85f_c^*$  hasta una profundidad de la zona de compresión igual a  $\beta_1 c$  (Figura 4.1 b), donde:

- $\beta_1 = 0.85$  ; si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  (4.2)

- $\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400}$  ; si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$  (4.3)

$c$  = profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

Para el cálculo del área mínima de refuerzo en las secciones, se usó la siguiente expresión:

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y} bd, \quad (4.4)$$

donde  $b$  y  $d$  son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

El área máxima de acero en la sección, será el 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada, esto por formar parte de sistemas que tienen que resistir fuerzas sísmicas. La cual el área balanceada, se calcula:

$$A_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{(f_y+6000)} bd \quad (4.5)$$

La resistencia a flexión para secciones rectangulares sin acero de compresión puede calcularse con la expresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (4.6)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (4.7)$$

dónde:

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c''} \quad (4.8)$$

y la cuantía de acero se calcula como:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (4.9)$$

Las expresiones para  $V_{cR}$  (fuerza cortante que toma el concreto) que se presentan son aplicables cuando la dimensión transversal,  $h$ , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal  $h$  es mayor que 700 mm, el valor de  $V_{cR}$  deberá multiplicarse por el factor  $1-0.0004(h-700)$ . Dicho factor no se tomara mayor que 1 ni menor que 0.8. La dimensión  $h$  está dada en mm.

Cuando la relación claro a peralte total,  $L/h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cR}$ , se calcula con el criterio siguiente:

Si  $\rho < 0.015$

$$V_{cR} = F_R db(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad (4.10)$$

Si  $\rho \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5F_R db\sqrt{f_c^*} \quad (4.11)$$

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño  $V_u$ , sea menor que  $V_{cR}$ . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la expresión:

$$A_{v,min} = 0.25\sqrt{f_c^*} \frac{bd}{f_y} \quad (4.12)$$

Cuando  $V_u$  sea mayor que  $V_{cR}$ , la separación,  $s$ , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará conforme a lo siguiente:

$$s = \frac{F_R A_v f_y (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{sR}} \quad (4.13)$$

dónde:

$A_v$ : Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ .

$\theta$ : Ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza

$V_{SR}$ : Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal

El valor que se requiere que resista el acero de refuerzo transversal se obtiene como:

$$V_{SR} = V_u - V_{cR} \quad (4.14)$$

La separación,  $s$ , no debe ser menor de 60 mm. Además, deben considerarse los siguientes requisitos referentes a la máxima intensidad de la fuerza cortante actuante, así como la separación máxima del refuerzo transversal con base en el valor de la fuerza cortante actuante:

$$\text{Si } V_{cR} < V_U \leq 1.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad (4.15)$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que  $0.5d$ .

$$\text{Si } V_U > 1.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad (4.16)$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que  $0.25d$ .

En ningún caso se permitirá que:

$$V_U > 2.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad (4.17)$$

#### 4.1.2 Requisitos para miembros a flexión de elementos dúctiles (NTCC, 2004)

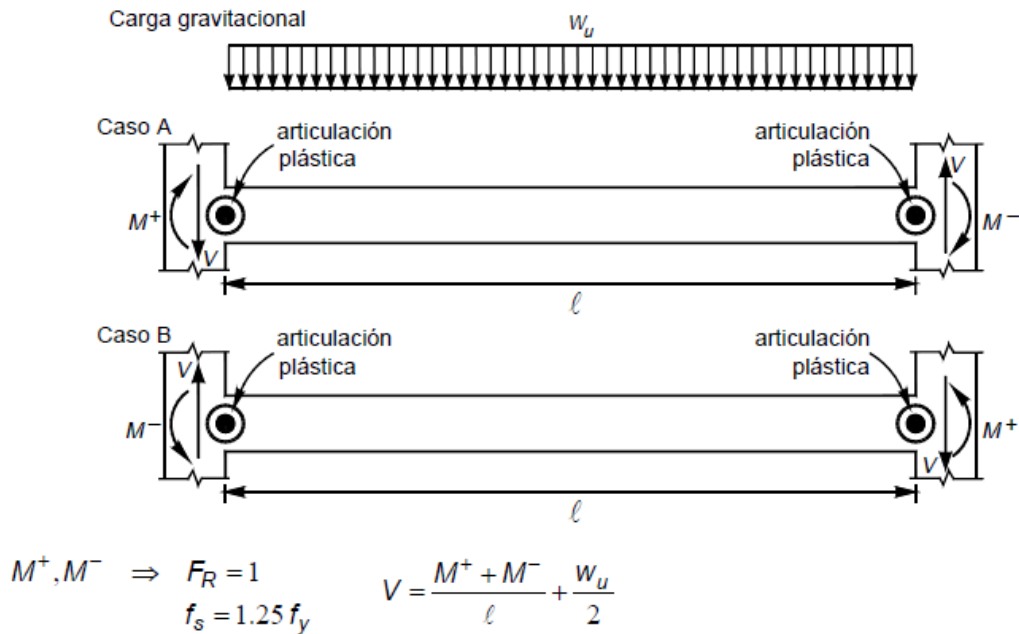
Además de los requisitos comentados para el diseño de vigas de la sección anterior, en los modelos diseñados se cumple también con los requisitos que establecen las normas técnicas para el diseño de vigas dúctiles.

Se cumplieron con los requisitos geométricos siguientes: el claro libre no es menor que cuatro veces el peralte efectivo. La relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no excede de 30. La relación peralte y ancho, en su mayoría de las secciones, fue menor que 2.0, siendo este valor mucho menor al límite establecido de 3.0. Respecto a su ancho de viga, la de menor tamaño de todas las vigas de los modelos fue de 45 cm, cumpliendo el ancho mínimo de 25 cm para vigas y en ningún caso excedió el ancho de las columnas a donde llegan. El eje de las vigas no se separó horizontalmente del eje de las columnas.

En todos los casos el refuerzo longitudinal en cada lecho es mayor que el mínimo especificado de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (numero 4). La cuantía máxima de acero longitudinal a tensión,  $p$ , no excede de 0.025 en ningún caso. El momento resistente positivo en el paño de la unión viga-columna no es menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministra en esa sección. En ninguna sección a lo largo de los miembros, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, son menores que la cuarta parte del máximo momento resistente con que cuentan en los extremos. En todos los casos, para el refuerzo transversal se emplearon varillas del número 3, siendo mayor a 7.9 mm de diámetro (numero 2.5).

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionaron de tal manera que no se presente falla por cortante antes de que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtuvo del equilibrio del miembro entre caras de apoyo; suponiendo que en los extremos actúan momentos del

mismo sentido (figura 4.2). En este caso, se consideró que el esfuerzo en el acero a tensión es igual a  $1.25f_y$ . Se consideraron las cargas últimas actuando a lo largo del miembro.



El sentido de la fuerza cortante  $V$  depende de la magnitud relativa de la fuerza cortante producida por la carga gravitacional de diseño  $w_u$  y de aquella que equilibra a los momentos que aproximan la resistencia a flexión.

Figura 4.2 Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión de marcos dúctiles (NTCC, 2004).

De acuerdo con las NTCC-04, bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental, las vigas de los marcos con  $Q$  igual a 4, pueden dimensionarse para fuerza cortante, como opción con base en la fuerza de diseño obtenida del análisis, si el factor de resistencia,  $F_R$ , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8. Bajo la combinación de carga muerta y viva, se usara  $F_R$  igual a 0.8. Aunque existen estudios recientes, donde se muestran que los diseños obtenidos empleando el método alternativo y el riguroso, basado en conceptos de capacidad, no conduce a diseños por cortante semejantes, y pueden obtenerse diseños no conservadores. Por lo anterior, en esta investigación, en todos los casos, el diseño por cortante de las vigas se realizó con base en el método riguroso basado en conceptos de diseño por capacidad.

### 4.1.3 Hipótesis para el diseño de columnas

Las columnas son miembros estructurales que soportan el peso de toda la estructura, y su adecuado comportamiento es primordial para garantizar la estabilidad de las edificaciones ante acciones sísmicas intensas, por lo que su diseño debe realizarse de forma cuidadosa y detallada.

Una columna puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial pura  $P_o$ , de tensión o compresión, hasta un momento de flexión pura  $M_o$ . El lugar geométrico de las combinaciones de la carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente mediante un diagrama de interacción. La figura 4.3 muestra uno típico para una sección rectangular con refuerzo simétrico. Cualquier punto en la curva de trazo continuo representa una combinación de momento y carga axial que hace que el elemento alcance su resistencia (González & Robles, 2006).

De acuerdo a lo comentado por González y Robles, en el caso en que únicamente se aplicara carga axial de compresión, el valor máximo, o resistencia, correspondería al punto  $P_{oc}$ . De igual manera, la carga axial máxima de tensión sería la correspondiente a  $P_{ot}$ . Si la sección se sujetara sólo a momento flexionante, el máximo que podría aplicarse sería el marcado con  $M_o$ . Nótese que el máximo momento flexionante que la sección es capaz de resistir no es el que corresponde a una carga axial nula.

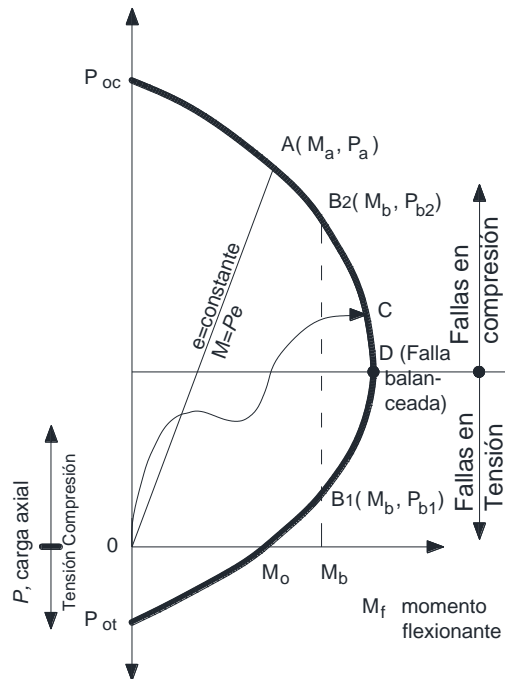


Figura 4.3 Diagrama de interacción (González & Robles, 2006).

Cuando al aumentar la carga externa el momento y la carga axial crecen en la misma proporción, la historia de carga queda representada por una recta desde el origen, con una pendiente igual al cociente  $P/M = 1/e$ .

Para las combinaciones de carga representadas por la recta OA de la figura 4.3, la resistencia correspondería a la combinación M-P. En la figura se observa también que para un mismo momento,  $M_{br}$ , existen dos valores de carga axial que hacen que la sección alcance su resistencia. Finalmente, la línea OC representa una historia de carga cualquiera.

El diagrama de interacción de la figura 4.3 corresponde a un elemento definido perfectamente en su geometría y materiales, y representa el conjunto de valores de acciones interiores máximas que el elemento es capaz de soportar. El conocimiento necesario para llegar a esta representación se ha ido acumulando de investigaciones experimentales sobre el comportamiento de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión y carga axial. Estos estudios abarcan desde ensayos en vigas simplemente apoyadas con cargas concentradas



simétricas hasta ensayos en elementos de concreto reforzado sujetos a compresión axial o a compresión excéntrica. También se han llevado a cabo algunos estudios, mucho más reducidos, de elementos sujetos a flexo tensión. Con base en esta información, ha sido posible elaborar teorías apoyadas en hipótesis razonables, por medio de las cuales se puede predecir la resistencia de un elemento con un grado tolerable de precisión. Utilizando cualquiera de estas teorías se pueden obtener diagramas de interacción, como el mostrado en la figura 4.3 (González & Robles, 2006).

En la actualidad se puede predecir la resistencia de un elemento de concreto reforzado sujeto a flexión y carga axial con un error no mayor del 25 por ciento de la capacidad real que se obtendría si dicho elemento se ensayase hasta la falla. En casos usuales, con flexión en torno a uno de los ejes principales, el error es del orden del 10 por ciento. Esta aproximación es satisfactoria para fines de diseño estructural, (González & Robles, 2006).

Un diagrama de interacción es la representación gráfica del lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que un elemento alcance su resistencia. Así, si se cuenta con el diagrama de interacción de un elemento dado, se conocen todas las combinaciones de carga axial y momento que puede soportar.

El diagrama de interacción de un elemento puede obtenerse a partir de las hipótesis para el cálculo de la resistencia de elementos sujetos a flexión pura. Pueden usarse las hipótesis simplificadoras sobre la forma del diagrama de esfuerzos de compresión en el concreto y sobre la deformación unitaria máxima útil del concreto, o bien, puede aplicarse el procedimiento general.

El diagrama de interacción se obtiene determinando varios puntos que lo definan. El procedimiento para encontrar un punto cualquiera es, esencialmente, el mismo usado en flexión para calcular las fuerzas de compresión y de tensión, una vez supuesta la profundidad del eje neutro. Sin embargo, no es necesario hacer varios tanteos hasta igualar ambas fuerzas, ya que su diferencia representa la fuerza normal,  $P$ , y el momento con

respecto al eje geométrico representa el momento flexionante,  $M$ , que corresponden al estado de deformaciones determinado por la profundidad supuesta del eje neutro. Por lo tanto, para cada estado de deformaciones se obtiene un valor de  $P$  y uno de  $M$ , que definen un punto del diagrama de interacción.

En forma general, para la determinación de un diagrama de interacción, se recomienda (González & Robles, 2006) tener como mínimo los puntos que se definen a continuación:

- El punto  $P_{oc}$ , que corresponde a carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme (en secciones simétricas).
- El punto  $D$ , que corresponde a la falla balanceada, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por  $\varepsilon_{cu}$  en la fibra extrema en compresión y por  $\varepsilon_y$  en el acero de tensión. Este estado de deformaciones es el que se tiene cuando, simultáneamente, el concreto ha alcanzado su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia.
- El punto  $M_o$  que corresponde a momento sin carga axial, para el cual se supone un estado de deformaciones para cálculos de resistencia a flexión.
- Un punto adicional entre los puntos  $P_{oc}$ , y  $D$  otros dos puntos entre los puntos  $D$  y  $M_o$ .

Para el diseño de las columnas se consideró un estado de carga de flexocompresión en dos direcciones, es decir, compresión y flexión biaxial. En este caso, las secciones se dimensionan para la combinación más desfavorable de carga axial y momento incluyendo los efectos de esbeltez. El factor de resistencia,  $F_R$ , se aplica a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión. Además, se consideró que la excentricidad de diseño no será menor que  $0.05h \leq 20 \text{ mm}$ , donde  $h$  es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

Para la determinación de la resistencia en flexocompresión se empleó la muy conocida fórmula de Bresler (González & Robles, 2006) que se muestra en la ecuación 4.18, válida para valores de  $P_R/P_{R0} \geq 0.1$ .

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rxx} + 1/P_{Ryy} - 1/P_{R0}} \quad (4.18)$$

dónde:

$P_R$ : Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_{R0}$ : Carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$ .

$P_{Rxx}$ : Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en un plano de simetría

$P_{Ryy}$ : Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_y$  en el otro plano de simetría.

#### **4.1.4 Requisitos para miembros a flexocompresión de elementos dúctiles (NTCC, 2004)**

Al igual que para elementos en flexión, existen requisitos para elementos dúctiles a flexocompresión, los cuales se mencionaran en este apartado.

Dentro de los requisitos geométricos a considerar, en las columnas empleadas, la dimensión transversal más pequeña usada en todos los modelos, supero en más del doble la dimensión mínima especificada de 30 cm. Para todas las combinaciones de carga, el área  $A_g$ , no es menor que  $P_u / 0.5 f_c'$ . Todas las columnas cuentan con una sección cuadrada, teniendo una relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular mayor que 0.4, por ser simétricas. La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excedió de 15.

Para garantizar un mecanismo de colapso congruente con la filosofía de diseño, la resistencia a flexión de las columnas en el nudo, satisfacen la siguiente ecuación:

$$\Sigma Me \geq 1.5 \Sigma Mg \quad (4.19)$$

donde,  $\Sigma Me$  es igual a la suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con un factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; y  $\Sigma Mg$  es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con un factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores se realizan de forma que los momentos de las columnas se oponen a los de las vigas. La condición se cumple para los dos sentidos en que puede actuar el sismo. Esta condición no es necesaria cumplirla únicamente para los nudos de la azotea.

Para el refuerzo longitudinal en todos los casos se cumplió con el criterio de acero mínimo y máximo, es decir, cuantías de refuerzo no menor que 0.01, ni mayor que 0.04, respectivamente.

La longitud en la que se suministrara el refuerzo mínimo transversal, será en ambos extremos del miembro, con una dimensión que estará regida por la dimensión transversal del miembro, ya que esta supera un sexto de la altura libre o los 60 cms.

Se omitirá esta longitud en el extremo inferior de columnas de planta baja, donde este refuerzo transversal debe de llegar a media altura de la columna y debe de continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

La suma de las áreas de estribos y grapas,  $A_{sh}$ , en cada dirección de la sección de la columna se obtuvo a partir de las ecuaciones 4.20 y 4.21.

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (4.20)$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (4.21)$$

donde  $b_c$  es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área  $A_{sh}$  y esfuerzo de fluencia  $f_{yh}$ .

El refuerzo transversal, está formado por estribos cerrados, utilizando varilla del número 3, cumpliendo con el diámetro mínimo (9.5 mm) a utilizar en columnas, con una separación entre estribos de 10 cm, omitiéndose el valor de la menor dimensión transversal del elemento o seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa, debido a que estos valores son mayores a la separación máxima permitida.

Los elementos a flexocompresion se dimensionaron de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos.

## **4.2 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD EMPLEADA**

Para el diseño de los elementos sismoresistentes para los modelos empleados en este trabajo, se utilizó la metodología descrita en las NTCC-2004, como se ha venido comentando en las secciones anteriores. Por lo tanto, en todos los casos estudiados se realizó un diseño de tal manera que el mecanismo de falla fuera congruente con el esperado, es decir, un mecanismo de columna fuerte-viga débil. En este caso, se busca que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, para evitar la formación de mecanismos plásticos indeseables, como los de piso débil. Para lograr esto, el orden de diseño de los elementos sismoresistentes fue: 1) vigas, 2) conexiones viga columna y 3) columnas. Como se puede apreciar, después del diseño de las vigas, se sugiere continuar con las conexiones

viga columna, lo cual no es muy común en algunos diseñadores que optan como etapa final el diseño de las conexiones. Esto se hace con el propósito de revisar las resistencias por cortante en los nudos, ya que esto puede provocar cambios en el tamaño de la sección en las columnas o vigas, lo que puede evitar trabajo adicional por los ajustes que requiera.

Para cada marco y edificio diseñado, se consideraron las dos siguientes variantes durante el proceso de diseño estructural:

- Omisión a cortante (OC): Se omite la revisión de la resistencia a fuerza cortante de las uniones viga-columna, por lo que, en general, no se cumple con este requisito estipulado en el apartado 7.4.4 de las NTCC 2004.
- Revisión a cortante (RC): se realiza la revisión cuidadosa de la resistencia a fuerza cortante de las uniones viga-columna. Lo anterior, obliga a modificar las secciones de los elementos. La estrategia de diseño adoptada en esta investigación radica en incrementar la sección de las vigas para fomentar el confinamiento de los nudos, e incrementar con esto la resistencia de diseño a fuerza cortante de la conexión.

Con base a esta metodología de diseño de los elementos de concreto reforzado (vigas y columnas) presentados en esta sección, los marcos y edificios presentados en el capítulo 5 y 7 de este trabajo, estarán apegados a esta normatividad.

## CAPITULO 5. ESTUDIO DE MARCOS PLANOS

### 5.1 CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS

El diseño de los marcos considerados para el estudio, fueron siguiendo la normatividad de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 2004).

Dentro de las propiedades del acero y concreto, se consideró un acero de refuerzo, con esfuerzo de fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y en el concreto, se consideró un concreto de clase 1, con agregado grueso calizo, con una resistencia a compresión de  $250 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad de 221,359 como lo establece las NTCC-04 respecto al tipo de concreto.

#### 5.1.1 Descripción de los marcos

Se diseñaron 4 marcos planos (considerando dos variantes de cada uno) de 14, 28, 42 y 56 metros de altura, con altura de cada entrepiso de 3.5 metros y 4 crujiás de 7 metros cada una, dando un ancho total del marco de 28 metros, como se observa en la figura 5.1 y 5.2. Existen vigas secundarias, ubicadas a la mitad del claro de las vigas principales.

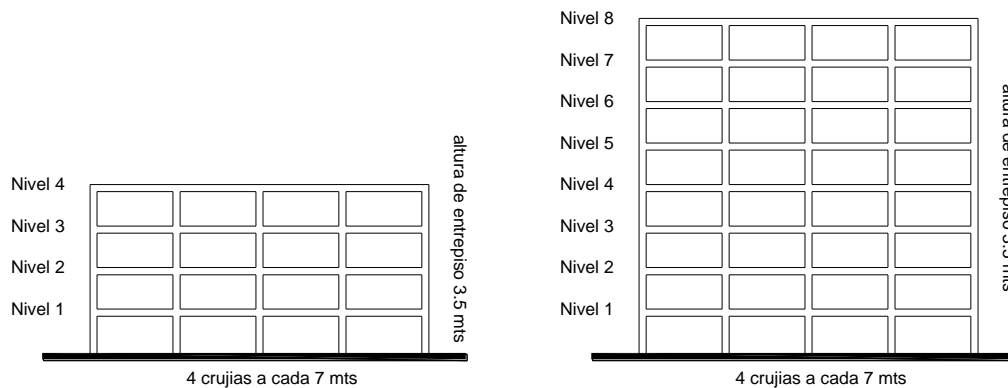


Figura 5.1 Elevación de los marcos de 4 y 8 niveles.

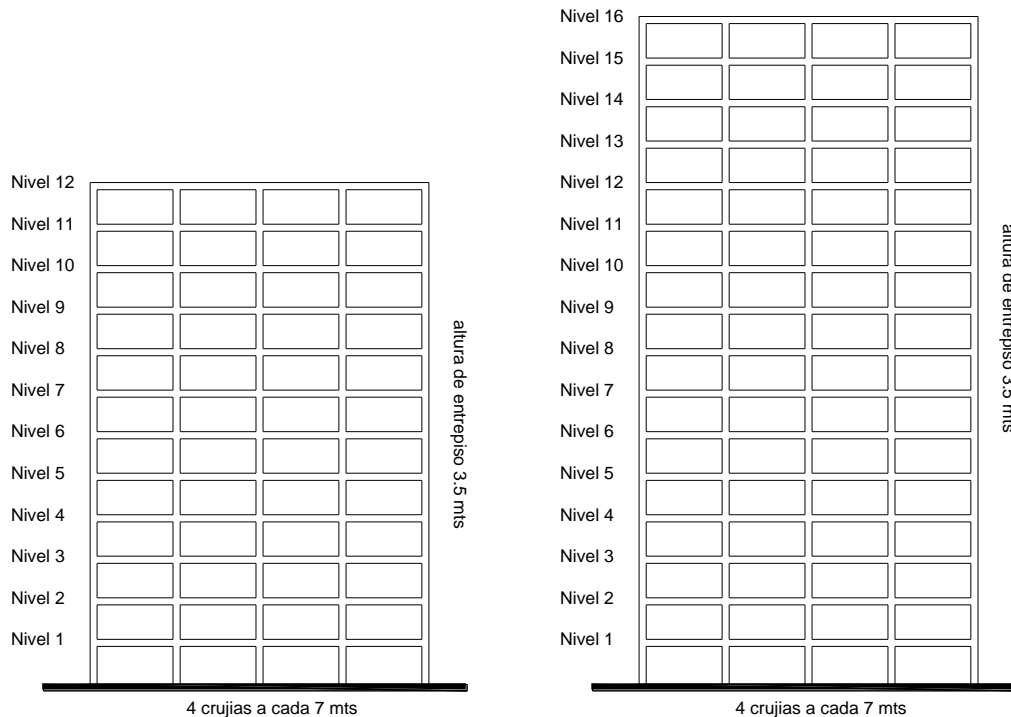


Figura 5.2 Elevación de marcos de 42 y 56 metros de altura.

Dentro de los 4 marcos que se diseñaron, existen dos variantes durante el proceso del diseño estructural para cada uno de estos:

- **Omisión a cortante (OC).** Se omite la revisión de la resistencia a fuerza cortante de las uniones viga-columna, descuidando si se cumple o no, lo estipulado en la sección 7.4.4 (NTCC, 2004).
- **Revisión a cortante (RC).** Para estos modelos, se revisa cuidadosamente que la resistencia de diseño en los nudos viga-columna, sea mayor que la fuerza cortante actuante. En algunos casos, debido a esta revisión, se redimensiono las secciones de los elementos que no cumplen en cortante. La estrategia para obtener mayor fuerza a cortante de diseño, se obtuvo, a partir de aumentar las dimensiones de vigas, buscando el mayor número de caras confinadas en el nudo.



Para la identificación de cada variante en cada marco, se colocó primeramente el número de niveles que tiene el marco, seguido por el sufijo *OC* (omisión a cortante) o *RC* (revisión a cortante). Como ejemplo para su mejor identificación, en la tabla 5.2 se muestran las características dinámicas obtenidas del análisis de los 8 tipos de marcos diseñados, el cual el primero en la tabla es el marco 4OC, que indica, que es un marco de cuatro niveles y que en su diseño se omitió la revisión de cortante en los nudos.

### 5.1.2 Análisis de cargas soportadas por los marcos

Para el análisis de las cargas vivas que soportaran los marcos, se consideró un uso para oficinas en los niveles de entepiso y para el último nivel se considera como azotea con pendiente no mayor al 5%, usando los valores correspondientes que marca las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCA, 2004). En la tabla 5.1, se muestra las cargas muertas soportadas por cada entepiso.

Tabla 5.1 Pesos por metro cuadrado de losa de entepiso y azotea.

<b>Losa de entepiso</b>		<b>Losa de azotea</b>	
<b>Cargas</b>	<b>Peso (kg/m)</b>	<b>Cargas</b>	<b>Peso (kg/m)</b>
Losa de 10 cm	240	Losa de 10 cm	240
Plafón	15	Plafón	15
Loseta	40	Impermeabilizantes	30
Mortero para loseta	36	Adicional	20
Muro	100	<b>Total</b>	<b>305</b>
Adicional	40		
<b>Total</b>	<b>471</b>		

El diseño del entrepiso y azotea, se hizo mediante un sistema de losa maciza de concreto de 10 cm de espesor, utilizando varillas del número 3, a cada 30 cm en ambos sentidos. Para el diseño de la losa se utilizaron las cargas mostradas en la tabla 5.1, que muestra el peso correspondiente por cada metro cuadrado según el nivel que corresponda.

### 5.1.3 Espectros para diseño sísmico

Para los espectros de los marcos en estudio, el periodo predominante del terreno  $t_s$  se consideró de 1.2 segundos. En todos los casos se ignoró la iteración suelo-estructura, por lo cual  $\beta=1$  y se empleó un factor de comportamiento sísmico de  $Q=4$ . Para el espectro inelástico, las ordenadas espectrales se redujeron por concepto de ductilidad ( $Q'$ ) y sobrerresistencia ( $R$ ), todo esto como lo indica la Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

Considerando los valores anteriores, los periodos fundamentales y la masa modal de los marcos se muestran en la tabla 5.2, donde se observa que en ningún modelo, la masa modal es menor del 90% de la masa total de la estructura, cumpliendo con lo estipulado en las NTCDS-04.

Tabla 5.2 Características dinámicas de los edificios.

Marco	Periodo Fundamental (s)	$\Sigma$ Masa Modal (%)
4OC	0.8454	98.48
4RC	0.7729	98.39
8OC	1.1804	93.11
8RC	1.1499	93.22
12OC	1.361	91.32
12RC	1.1614	91.75
16OC	1.4274	90.08
16RC	1.4007	90.18

En la figura 5.3, se muestra la gráfica de los datos obtenidos de los espectros de diseño de cada marco, donde se puede apreciar que a pesar que los marcos varían en altura, todos se encuentran dentro de la meseta del espectro de diseño.

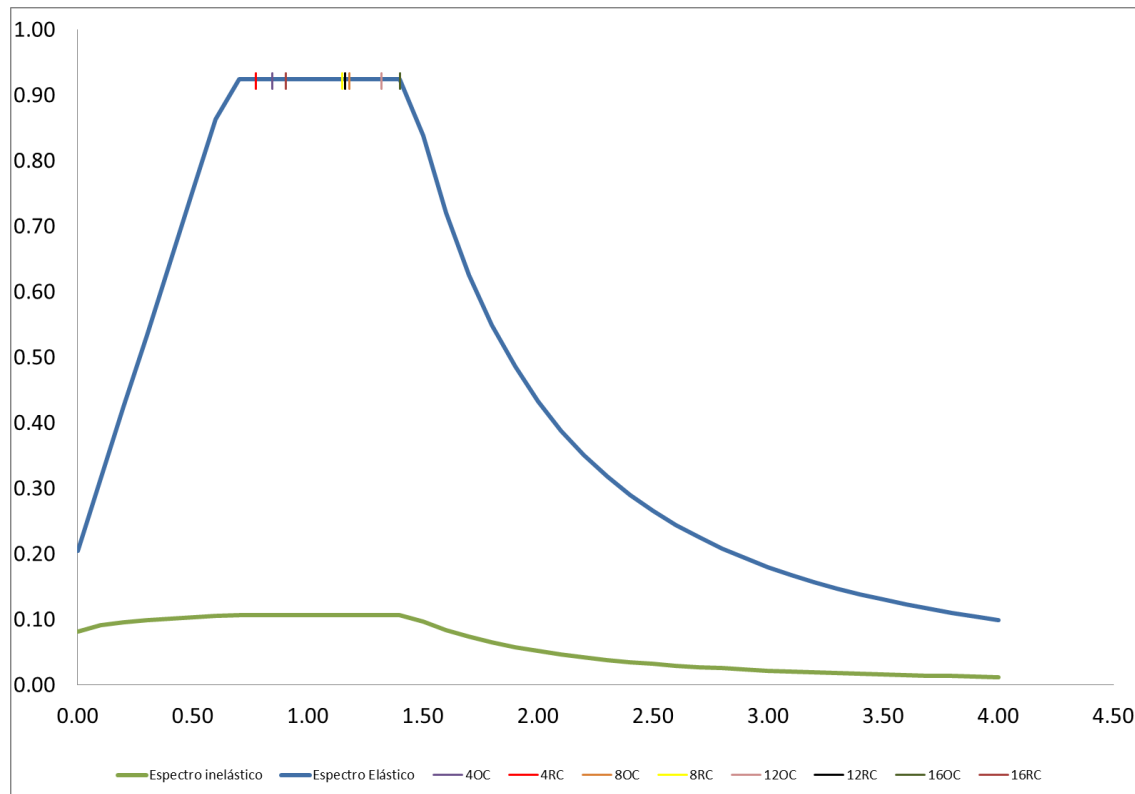


Figura 5.3 Espectros para diseño sísmico.

## 5.2 RESULTADOS DE LOS DISEÑOS

### 5.2.1 Secciones de diseño

Para el diseño de las vigas, se tomó en cuenta el efecto de agrietamiento, por lo que se tuvo que reducir a la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto.

En las tablas 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6, se muestran los detalles del armado de las vigas de todos los marcos, la cual  $b$  indica la base (cm),  $h$  altura (cm),  $A_s (+)$  el acero positivo,  $A_s (-)$  el acero negativo y  $\rho$  cuantía de acero longitudinal a tensión.

Tabla 5.3 Geometría y armado de vigas de marcos de 4 niveles

Nivel	40C					4RC				
	b	h	$A_s (+)$	$A_s (-)$	$\rho$	b	h	$A_s (+)$	$A_s (-)$	$\rho$
1-2	40	60	3#6, 1#5	7#6	0.013	45	60	5#5	6#6, 1#5	0.011
3-4	40	60	3#6	5#6, 1#5	0.01	45	60	5#5	4#6, 2#5	0.009

Tabla 5.4 Geometría y armado de vigas de marcos de 8 niveles

Nivel	80C					8RC				
	b	h	$A_s (+)$	$A_s (-)$	$\rho$	b	h	$A_s (+)$	$A_s (-)$	$\rho$
1-2	55	80	2#8, 2#6	4#8, 3#6	0.01	60	80	2#8, 2#6	4#8, 3#6	0.009
3-4	55	80	2#8, 2#6	4#8, 3#6	0.01	60	80	2#8, 2#6	4#8, 3#6	0.009
5-6	50	70	4#6	3#8, 3#6	0.01	55	70	4#6	3#8, 3#6	0.009
7-8	50	70	4#6	6#6	0.008	55	70	4#6	6#6	0.007

Tabla 5.5 Geometría y armado de vigas de marcos de 12 niveles

Nivel	120C					12RC				
	b	h	$A_s (+)$	$A_s (-)$	$\rho$	b	h	$A_s (+)$	$A_s (-)$	$\rho$
1-2	60	90	5#8	7#8	0.011	75	100	5#8	7#8	0.008
3-4	60	90	5#8	8#8	0.012	75	100	5#8	6#8, 3#6	0.009
5-6	55	80	4#8	6#8, 2#6	0.013	70	90	4#8	6#8, 2#6	0.009
7-8	55	80	6#6	7#8	0.012	70	90	4#8	6#8, 2#6	0.009
9-10	50	75	5#6	5#8	0.011	60	75	5#6	6#8, 1#6	0.009
11-12	50	75	4#6	6#6	0.008	60	75	5#6	5#8	0.009

Tabla 5.6 Geometría y armado de vigas de marcos de 16 niveles

Nivel	16OC					16RC				
	b	h	As (+)	As (-)	$\rho$	b	h	As (+)	As (-)	$\rho$
1-2	75	110	4#8, 3#6	8#8	0.008	80	110	6#8	8#8, 1#6	0.008
3-4	75	110	4#8, 3#6	6#8, 4#6	0.009	80	110	6#8	9#8	0.009
5-6	70	110	2#8, 5#6	8#8, 1#6	0.009	75	110	2#8, 6#6	8#8, 1#6	0.009
7-8	70	110	2#8, 5#6	8#8, 1#6	0.009	75	110	2#8, 6#6	8#8, 1#6	0.009
9-10	60	90	6#6	7#8	0.010	65	90	7#6	7#8, 1#6	0.010
11-12	60	90	6#6	6#8, 1#6	0.009	65	90	7#6	7#8	0.009
13-14	55	80	5#6	5#8	0.009	60	80	6#6	5#8, 1#6	0.009
15-16	55	80	5#6	6#6	0.007	60	80	5#6	6#6	0.007

En las tablas 5.7, 5.8, 5.9, 5.10 y 5.11, se muestran los detalles del armado de las columnas de todos los marcos, la cual  $h$  indica la dimensión transversal de la columna (cm),  $As$  el acero de refuerzo longitudinal,  $\rho$  cuantía de acero longitudinal,  $n_{ram}$  el número de ramas de estribos del #4 y  $s$  el espaciamiento del refuerzo transversal.

Tabla 5.7 Geometría y armado de columna de marco 4OC

4OC					
Nivel	h	As	$\rho$	nram	s
1, 2, 3, 4	55	8#8, 4#6	0.014	4	10

Tabla 5.8 Geometría y armado de columna de marco 4RC

4RC					
Nivel	h	As	$\rho$	nram	s
1, 2, 3, 4	60	8#8, 4#6	0.014	4	10

Tabla 5.9 Geometría y armado de columnas de marcos de 8 niveles (OC Y RC)

8 Niveles					
Nivel	h	As	$\rho$	nram	s
1, 2, 3, 4	80	16 #8	0.013	5	10
5, 6, 7, 8	70	8#8, 4#6	0.011	4	10

Tabla 5.10 Geometría y armado de columnas de marcos de 12 niveles (OC Y RC)

12 Niveles					
Nivel	h	As	$\rho$	nram	s
1, 2, 3, 4	100	20 # 8	0.010	5	10
5, 6, 7, 8	90	16 # 8	0.010	5	10
9, 10, 11, 12	80	12#8, 4#6	0.011	5	10

Tabla 5.11 Geometría y armado de columnas de marcos de 16 niveles (OC Y RC)

16 Niveles					
Nivel	h	As	$\rho$	nram	s
1, 2, 3, 4	105	48 # 8	0.022	6	10
5, 6, 7, 8	95	20 # 8	0.011	5	10
9, 10, 11, 12	85	16#8	0.011	5	10
13,14,15,16	75	12#8 4#6	0.013	4	10

### 5.2.2 Distorsiones de entrepiso

Se revisaron las diferencias entre los desplazamientos de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas, las cuales se obtiene de las ordenadas espectrales reducidas multiplicadas por el factor  $QR$  y divididas entre las diferencias de elevaciones correspondientes, las cuales no deben de ser mayor a 0.30, que es lo que marca las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en la tabla A.1, para marcos dúctiles de concreto reforzado con  $Q=4$ .

En los datos obtenidos de los diferentes marcos, en las figuras 5.4 a la 5.7 se agrupan las distorsiones de los marcos de acuerdo a la altura y se observa que todos cumplieron el requisito de distorsión permisible por entrepiso.

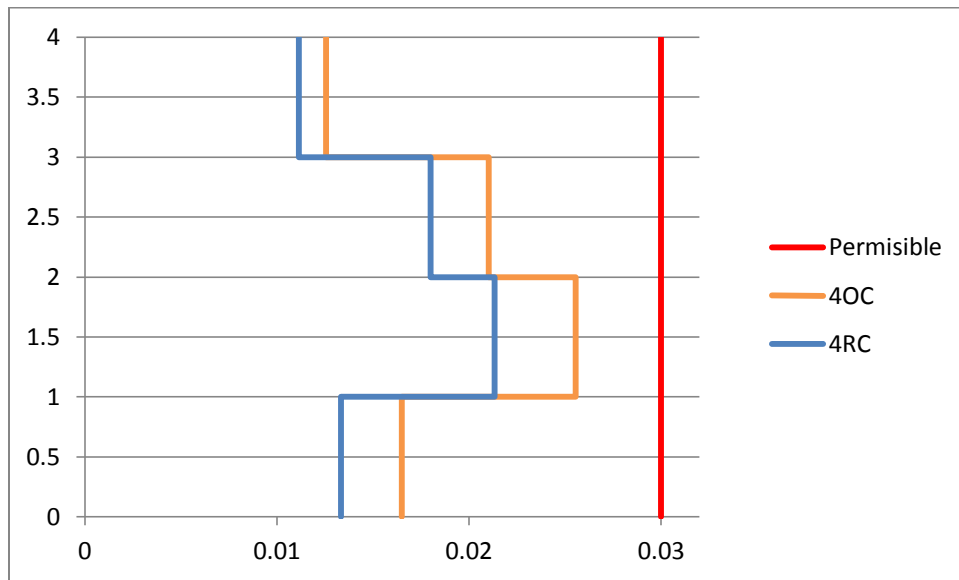


Figura 5.4 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 4 niveles.

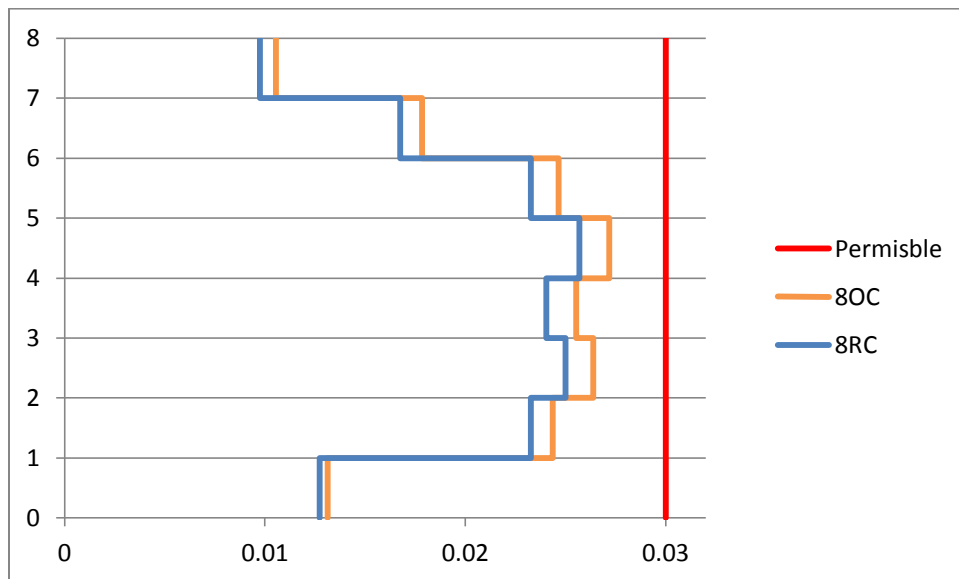


Figura 5.5 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 8 niveles.

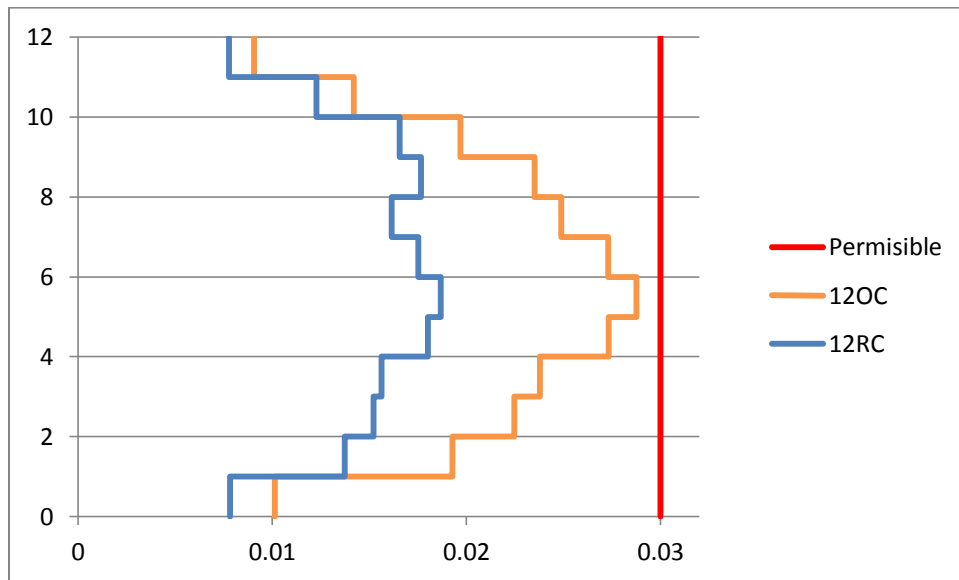


Figura 5.6 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 12 niveles.

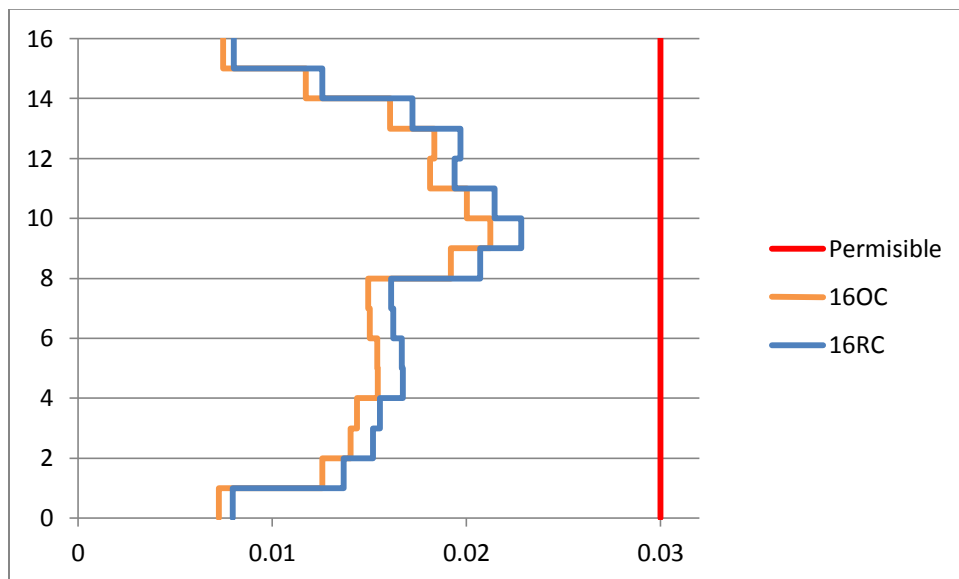


Figura 5.7 Curvas de distorsiones de entrepiso en marcos de 16 niveles.



### 5.2.3 Demandas y resistencias a cortante en las uniones viga-columna

Para el obtener los resultados de las demandas y resistencias a cortante, se siguió el procedimiento que indica las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004, el cual, dicho tema se mencionó más a detalle en el capítulo 3, de este trabajo.

En las figuras 5.12 a la 5.19, se muestran los resultados obtenidos de las demandas y resistencias a cortante de los nudos de los marcos, cabe mencionar que el marco que se eligió para este trabajo, es un marco interior, debido a que son los que tienen mayor demanda a cortante en los nudos que los marcos exteriores. Se identifican cuatro casos para este cálculo, los cuales son: conexiones exteriores de entrepiso (figura 1.1 b), conexiones interiores de entrepiso (figura 1a), conexiones exteriores de azotea (figura 1.1 e) y conexiones interiores de azotea (figura 1.1 d). En todos los casos se consideró que el refuerzo de la losa, está armado con varillas No. 3 a cada 30 cms.

Tabla 5.12 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 40C

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revision	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revision
1	exterior	103,449.72	137,775.45	1.33	Inadecuada	interior	103,449.72	186,519.06	1.80	Inadecuada
2	exterior	103,449.72	137,775.45	1.33	Inadecuada	interior	103,449.72	186,519.06	1.80	Inadecuada
3	exterior	103,449.72	120,201.88	1.16	Inadecuada	interior	103,449.72	159,717.29	1.54	Inadecuada
4	exterior	77,587.29	120,201.88	1.55	Inadecuada	interior	77,587.29	159,717.29	2.06	Inadecuada

Tabla 5.13 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 4RC

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revision	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revision
1	exterior	196,010.00	133,506.41	0.68	Adecuada	interior	196,010.00	179,270.27	0.91	Adecuada
2	exterior	196,010.00	133,506.41	0.68	Adecuada	interior	196,010.00	179,270.27	0.91	Adecuada
3	exterior	196,010.00	116,009.58	0.59	Adecuada	interior	196,010.00	161,773.44	0.83	Adecuada
4	exterior	147,007.50	116,009.58	0.79	Adecuada	interior	147,007.50	161,773.44	1.10	Inadecuada

Tabla 5.14 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 8OC

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión
1	exterior	213,829.09	172,380.66	0.81	Adecuada	interior	213,829.09	222,320.92	1.04	Inadecuada
2	exterior	213,829.09	172,380.66	0.81	Adecuada	interior	213,829.09	222,320.92	1.04	Inadecuada
3	exterior	213,829.09	172,380.66	0.81	Adecuada	interior	213,829.09	222,320.92	1.04	Inadecuada
4	exterior	213,829.09	172,380.66	0.81	Adecuada	interior	213,829.09	222,320.92	1.04	Inadecuada
5	exterior	166,311.51	152,610.89	0.92	Adecuada	interior	166,311.51	203,954.18	1.23	Inadecuada
6	exterior	166,311.51	152,610.89	0.92	Adecuada	interior	166,311.51	203,954.18	1.23	Inadecuada
7	exterior	166,311.51	122,033.91	0.73	Adecuada	interior	166,311.51	173,377.20	1.04	Inadecuada
8	exterior	124,733.64	122,033.91	0.98	Adecuada	interior	124,733.64	173,377.20	1.39	Inadecuada

Tabla 5.15 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 8RC

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión
1	exterior	348,462.22	172,193.98	0.49	Adecuada	interior	348,462.22	222,105.05	0.64	Adecuada
2	exterior	348,462.22	172,193.98	0.49	Adecuada	interior	348,462.22	222,105.05	0.64	Adecuada
3	exterior	348,462.22	172,193.98	0.49	Adecuada	interior	348,462.22	222,105.05	0.64	Adecuada
4	exterior	348,462.22	172,193.98	0.49	Adecuada	interior	348,462.22	222,105.05	0.64	Adecuada
5	exterior	272,236.11	152,458.73	0.56	Adecuada	interior	272,236.11	203,767.00	0.75	Adecuada
6	exterior	272,236.11	152,458.73	0.56	Adecuada	interior	272,236.11	203,767.00	0.75	Adecuada
7	exterior	272,236.11	121,955.10	0.45	Adecuada	interior	272,236.11	173,263.37	0.64	Adecuada
8	exterior	204,177.08	121,955.10	0.60	Adecuada	interior	204,177.08	173,263.37	0.85	Adecuada

Tabla 5.16 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 12OC

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión
1	exterior	316,783.84	197,964.50	0.62	Adecuada	interior	316,783.84	306,782.66	0.97	Adecuada
2	exterior	316,783.84	197,964.50	0.62	Adecuada	interior	316,783.84	306,782.66	0.97	Adecuada
3	exterior	316,783.84	233,009.95	0.74	Adecuada	interior	316,783.84	233,009.95	0.74	Adecuada
4	exterior	316,783.84	233,009.95	0.74	Adecuada	interior	316,783.84	233,009.95	0.74	Adecuada
5	exterior	258,376.82	215,470.81	0.83	Adecuada	interior	258,376.82	317,528.22	1.23	Inadecuada
6	exterior	258,376.82	215,470.81	0.83	Adecuada	interior	258,376.82	317,528.22	1.23	Inadecuada
7	exterior	258,376.82	202,506.20	0.78	Adecuada	interior	258,376.82	291,832.67	1.13	Inadecuada
8	exterior	258,376.82	202,506.20	0.78	Adecuada	interior	258,376.82	291,832.67	1.13	Inadecuada
9	exterior	205,909.49	171,449.65	0.83	Adecuada	interior	205,909.49	242,047.91	1.18	Inadecuada
10	exterior	205,909.49	171,449.65	0.83	Adecuada	interior	205,909.49	242,047.91	1.18	Inadecuada
11	exterior	205,909.49	128,188.52	0.62	Adecuada	interior	205,909.49	178,847.81	0.87	Adecuada
12	exterior	154,432.12	128,188.52	0.83	Adecuada	interior	154,432.12	178,847.81	1.16	Inadecuada

Tabla 5.17 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 12RC

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión
1	exterior	544,472.22	193,083.34	0.35	Adecuada	interior	544,472.22	289,205.05	0.53	Adecuada
2	exterior	544,472.22	193,083.34	0.35	Adecuada	interior	544,472.22	289,205.05	0.53	Adecuada
3	exterior	544,472.22	214,683.12	0.39	Adecuada	interior	544,472.22	320,141.74	0.59	Adecuada
4	exterior	544,472.22	214,683.12	0.39	Adecuada	interior	544,472.22	320,141.74	0.59	Adecuada
5	exterior	448,022.86	197,519.96	0.44	Adecuada	interior	448,022.86	296,492.80	0.66	Adecuada
6	exterior	448,022.86	197,519.96	0.44	Adecuada	interior	448,022.86	296,492.80	0.66	Adecuada
7	exterior	448,022.86	187,806.11	0.42	Adecuada	interior	448,022.86	286,778.94	0.64	Adecuada
8	exterior	448,022.86	187,806.11	0.42	Adecuada	interior	448,022.86	286,778.94	0.64	Adecuada
9	exterior	348,462.22	156,590.16	0.45	Adecuada	interior	348,462.22	226,114.04	0.65	Adecuada
10	exterior	348,462.22	156,590.16	0.45	Adecuada	interior	348,462.22	226,114.04	0.65	Adecuada
11	exterior	348,462.22	115,204.28	0.33	Adecuada	interior	348,462.22	165,799.36	0.48	Adecuada
12	exterior	261,346.67	115,204.28	0.44	Adecuada	interior	261,346.67	165,799.36	0.63	Adecuada

Tabla 5.18 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 160C

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión
1	exterior	374,200.91	209,815.92	0.56	Adecuada	interior	374,200.91	326,490.40	0.87	Adecuada
2	exterior	374,200.91	209,815.92	0.56	Adecuada	interior	374,200.91	326,490.40	0.87	Adecuada
3	exterior	374,200.91	215,048.47	0.57	Adecuada	interior	374,200.91	331,722.95	0.89	Adecuada
4	exterior	374,200.91	215,048.47	0.57	Adecuada	interior	374,200.91	331,722.95	0.89	Adecuada
5	exterior	310,349.17	221,926.45	0.72	Adecuada	interior	310,349.17	320,502.28	1.03	Inadecuada
6	exterior	310,349.17	221,926.45	0.72	Adecuada	interior	310,349.17	320,502.28	1.03	Inadecuada
7	exterior	310,349.17	221,926.45	0.72	Adecuada	interior	310,349.17	320,502.28	1.03	Inadecuada
8	exterior	310,349.17	221,926.45	0.72	Adecuada	interior	310,349.17	320,502.28	1.03	Inadecuada
9	exterior	244,022.55	197,964.50	0.81	Adecuada	interior	244,022.55	271,019.93	1.11	Inadecuada
10	exterior	244,022.55	197,964.50	0.81	Adecuada	interior	244,022.55	271,019.93	1.11	Inadecuada
11	exterior	244,022.55	188,196.78	0.77	Adecuada	interior	244,022.55	261,252.20	1.07	Inadecuada
12	exterior	244,022.55	188,196.78	0.77	Adecuada	interior	244,022.55	261,252.20	1.07	Inadecuada
13	exterior	193,040.15	156,734.49	0.81	Adecuada	interior	193,040.15	219,269.28	1.14	Inadecuada
14	exterior	193,040.15	156,734.49	0.81	Adecuada	interior	193,040.15	219,269.28	1.14	Inadecuada
15	exterior	193,040.15	119,903.10	0.62	Adecuada	interior	193,040.15	169,843.37	0.88	Adecuada
16	exterior	144,780.11	119,903.10	0.83	Adecuada	interior	144,780.11	169,843.37	1.17	Inadecuada

Tabla 5.19 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del marco 16RC

nivel	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión	Tipo de nodo	VR (kg)	Vu(kg)	Vu/VR	Revisión
1	exterior	604,364.17	221,427.63	0.37	Adecuada	interior	604,364.17	344,518.10	0.57	Adecuada
2	exterior	604,364.17	221,427.63	0.37	Adecuada	interior	604,364.17	344,518.10	0.57	Adecuada
3	exterior	604,364.17	230,651.70	0.38	Adecuada	interior	604,364.17	353,742.17	0.59	Adecuada
4	exterior	604,364.17	230,651.70	0.38	Adecuada	interior	604,364.17	353,742.17	0.59	Adecuada
5	exterior	502,470.08	221,660.42	0.44	Adecuada	interior	502,470.08	331,814.59	0.66	Adecuada
6	exterior	502,470.08	221,660.42	0.44	Adecuada	interior	502,470.08	331,814.59	0.66	Adecuada
7	exterior	502,470.08	221,660.42	0.44	Adecuada	interior	502,470.08	331,814.59	0.66	Adecuada
8	exterior	502,470.08	221,660.42	0.44	Adecuada	interior	502,470.08	331,814.59	0.66	Adecuada
9	exterior	396,686.90	210,260.50	0.53	Adecuada	interior	396,686.90	295,556.66	0.75	Adecuada
10	exterior	396,686.90	210,260.50	0.53	Adecuada	interior	396,686.90	295,556.66	0.75	Adecuada
11	exterior	396,686.90	197,725.14	0.50	Adecuada	interior	396,686.90	283,021.30	0.71	Adecuada
12	exterior	396,686.90	197,725.14	0.50	Adecuada	interior	396,686.90	283,021.30	0.71	Adecuada
13	exterior	315,016.07	169,364.71	0.54	Adecuada	interior	315,016.07	244,472.14	0.78	Adecuada
14	exterior	315,016.07	169,364.71	0.54	Adecuada	interior	315,016.07	244,472.14	0.78	Adecuada
15	exterior	315,016.07	119,837.42	0.38	Adecuada	interior	315,016.07	169,748.50	0.54	Adecuada
16	exterior	236,262.05	119,837.42	0.51	Adecuada	interior	236,262.05	169,748.50	0.72	Adecuada

Se puede apreciar, que los marcos RC, cumplen con la revisión de nodos exteriores como interiores, excepto en el nodo interior de azotea del marco de 4RC, debido a la reducción a la resistencia de diseño del 75% por ser columna discontinua. Cabe hacer mención que el marco de 4RC, fue el único que se varió la sección de la columna con respecto al de 4OC, esto con el fin de lograr que se cumpliera la restricción de las demandas de fuerza cortante, lográndose cubrir casi en su totalidad la revisión de los nudos.

## CAPITULO 6. ESTUDIO DE MODELOS TRIDIMENSIONALES

### 6.1 CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS

Para el diseño de los elementos de los modelos tridimensionales, se utilizó la misma metodología empleada en los modelos de los marcos del capítulo anterior, la cual está apegada a la que marca las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 2004).

Para el análisis estructural, no se consideró el aporte de la losa en rigidez, pero si se tomó en cuenta para el cálculo de las resistencias en las vigas, teniendo vigas en sección L para vigas de marcos exteriores o en vigas de sección T para vigas de marcos interiores. El espesor de dichos patines para las vigas se obtuvo mediante el diseño de las losas. Igualmente, las vigas secundarias se diseñaron bajo el efecto de cargas verticales, revisando que bajo las condiciones de servicio, no exceda sus deflexiones a las permitidas.

De acuerdo a los criterios de diseño por capacidad, el refuerzo por flexión de las vigas, se determinó con base en los elementos mecánicos obtenidos directamente de análisis estructural, en tanto que los momentos de diseño de las columnas se obtuvieron a partir del criterio de columna fuerte-viga débil ( $\Sigma M_c = 1.5\Sigma M_v$ ).

Se consideró secciones agrietadas para las vigas de los modelos. En los nudos, solo se tomó el 50% de la rigidez que tendrían si fueran infinitamente rígidos a flexión, como lo recomiendan algunos autores (Horvilleur & Cheema, 1994) (Tena, 2007). Para los efectos de torsión de ambas direcciones y en cada nivel, se trasladó el punto de aplicación de las cargas laterales obtenidas de los análisis modales espectrales conforme lo especificado por las Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 2004), realizando un análisis para cada

cuadrante y seleccionando la condición más desfavorable (figura 6.1), teniendo una aproximación, mediante la aplicación de un momento estático, del acoplamiento entre los modos debido a la torsión accidental. Las combinaciones se realizaron de acuerdo a las reglas de combinación modal SRSS o CQC, según correspondiera a cada caso.

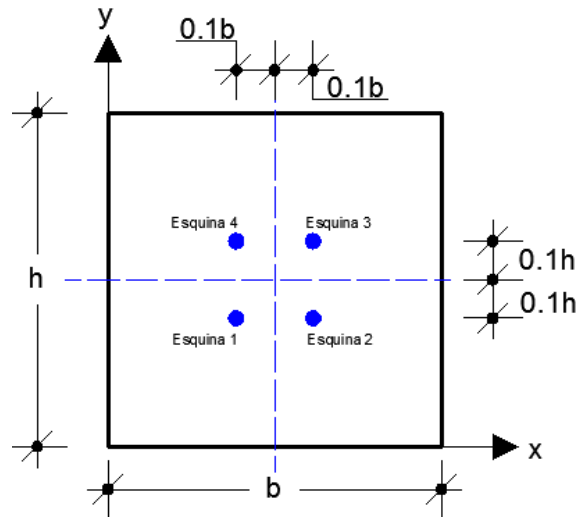
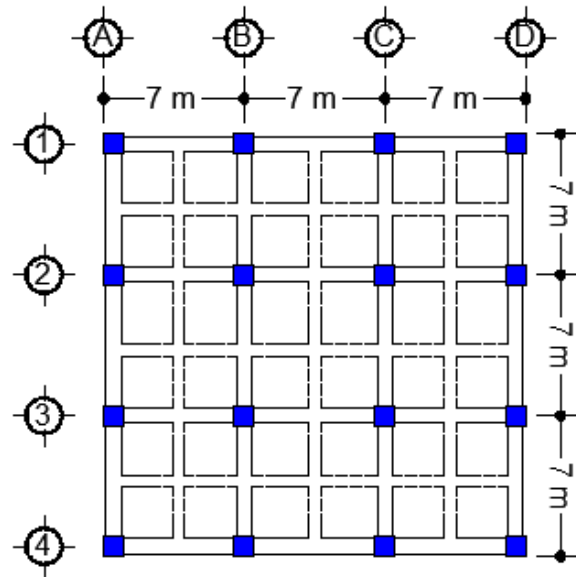


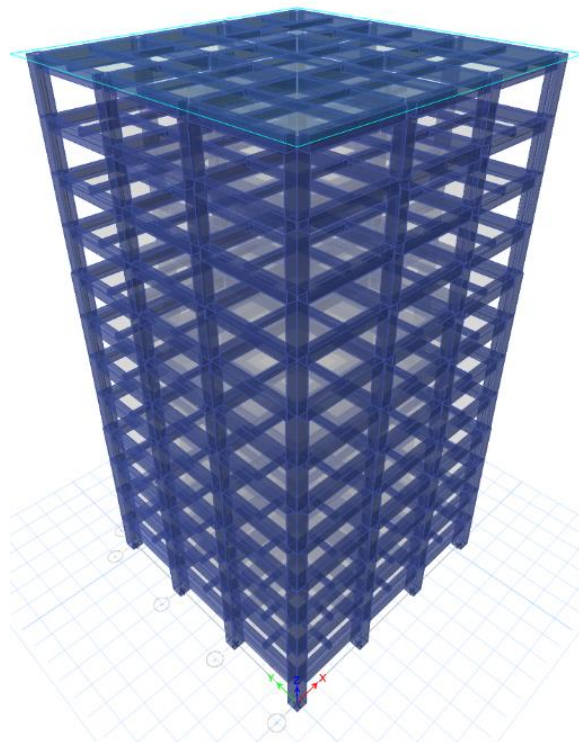
Figura 6.1 Ubicación de los puntos de aplicación de las cargas laterales para tomar en cuenta los efectos de torsión accidental.

### 6.1.1 Descripción de los edificios

Los modelos tridimensionales diseñados, se basaron básicamente en la geometría empleados en los marcos, reduciendo el número de crujías a 3 (figura 6.2a) y las dimensiones de los elementos sismoresistentes (vigas y columnas), siendo simétricos en ancho y largo, respetando las separaciones entre columnas de 7 metros y la altura de entrepiso de 3.50 metros. Se realizaron solamente tres variaciones en altura, las cuales fueron de 4, 8 y 12 niveles. Existen vigas secundarias orientadas en ambas direcciones. Los resultados de los análisis lineales y no lineales de los edificios se comentan con detalle en Godínez y Almansa (2014).



a). Vista en planta



b) Modelo de 12 niveles realizado en Etabs (Computer y Structures, 2013).

Figura 6.2 Vista en planta y en elevación de los modelos tridimensionales.

De los 3 edificios que se diseñaron (4, 8 y 12 niveles), se le aplicó la misma variante que la mencionada para los marcos en la sección 5.1.1, omisión a cortante y revisión a cortante.

Para la identificación de cada variante en cada edificio, se le colocó el mismo sufijo que el empleado en los marcos, ya sea OC (omisión a cortante) o RC (revisión a cortante), según sea el caso.

### **6.1.2 Análisis de cargas soportadas por los edificios**

Para el diseño de la losa, se tomaron todas las cargas verticales que estarán presentes buscando satisfacer los estados límites de deformación y de servicio. El uso considerado de cargas vivas en el diseño de los modelos, fueron para los niveles de entrepiso, un uso para oficinas y para el último nivel se consideró el uso como azotea con pendiente no mayor al 5%.

El diseño del entrepiso y azotea, se hizo mediante un sistema de losa maciza de concreto de 10 cm de espesor apoyada sobre vigas perimetrales, utilizando varillas del número 3, a cada 30 cm en ambos sentidos.

### **6.1.3 Espectros para diseño sísmico**

Para el diseño del espectro, se realizó un análisis modal espectral conforme al Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004), que incluyó todos los modos que garantizan que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90 por ciento del peso total de la estructura.

Además para la obtención del espectro de diseño inelástico, se empleó un factor de corrección por comportamiento degradante (ecuación 6.1), con el cual se busca una estimación razonable de la resistencia lateral de diseño de estructuras ubicadas en la zona



del Lago considerando las particularidades del ciclo histórico, ya que el no considerar este efecto en estructuras que exhiben comportamiento degradante, como es el caso de estructuras de concreto reforzado, puede resultar en una subestimación importante de la resistencia lateral (Miranda & Ruiz, 2002) (Téran , 2005). Por lo general, cuando el periodo del sistema  $T$  es menor que el periodo del suelo  $T_g$ , el requerimiento de resistencia para un sistema de un grado de libertad (1GDL) con degradación de rigidez suele ser mayor que para un sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto, mientras que para  $T$  mayor que  $T_g$ , la resistencia para un sistema de 1 GDL con degradación de rigidez es comparable o incluso menor que la de un sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto.

El factor que considera el efecto del comportamiento degradante ( $S_{an}$ ), inicialmente propuesto por Terán (Téran , 2005), fue posteriormente modificado ligeramente en la propuesta del MOC-2008 para considerar que a un periodo cero el valor de este factor sea unitario (como se ilustra en la figura 6.3), obteniéndose esta modificación mediante la ecuación 6.1. Así mismo se realizó un cambio de nomenclatura identificando ahora dicho factor como  $A_{cd}$  (Tena-Colunga, y otros, 2009).

$$A_{cd} = 0.8 + \frac{1}{2+3\left(\frac{T}{0.5T_s}-1\right)^5} \quad (6.1)$$

donde  $T$  es el periodo del sistema en estudio y  $T_s$  el periodo del sitio.

En la figura 6.4 se muestra el espectro de diseño inelástico empleado para el diseño de los edificios, el cual fue reducido por conceptos de ductilidad y sobrerresistencia y en el que se considera el efecto del factor por comportamiento degradante. Para ilustrar las diferencias en la forma del espectro inelástico al tomar en cuenta el efecto del comportamiento degradante por medio del factor  $A_{cd}$ , se muestra también el espectro de diseño inelástico que no considera dicho efecto. Las líneas verticales muestra el intervalo de periodos en donde se encuentran ubicados los edificios en estudio.

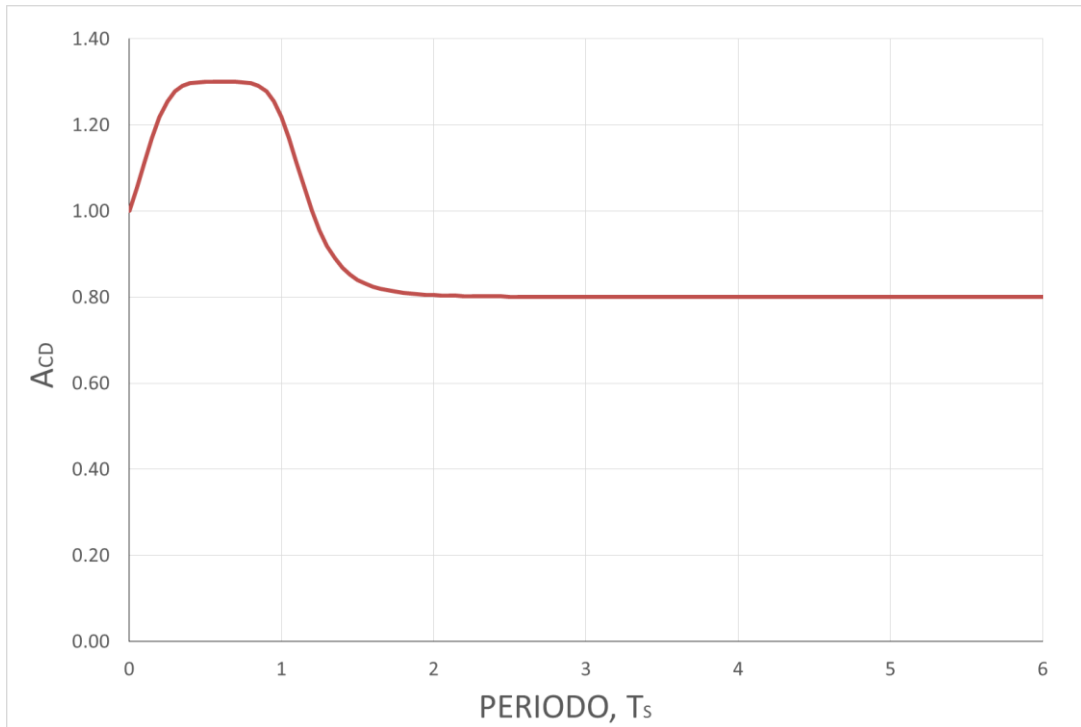


Figura 6.3 Variación del factor  $A_{cd}$  para tomar en cuenta el efecto del comportamiento degradante al considerar  $T_s = 1.2$  segundos.

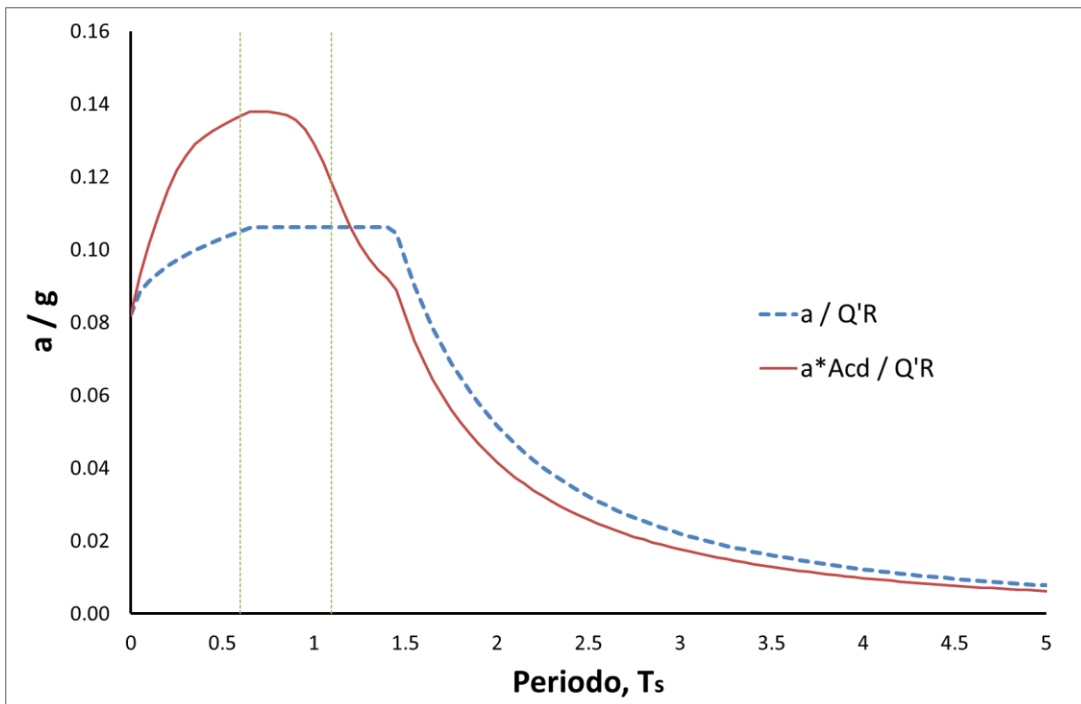


Figura 6.4 Espectro de diseño: 1) reducido por ductilidad y sobrerresistencia (línea discontinua) y 2) reducido por ductilidad y sobrerresistencia y afectado por el factor de comportamiento degradante (línea continua).

Se tomó un periodo predominante del terreno  $T_s=1.2$  segundos. En todos los casos se ignoró la iteración suelo-estructura, por lo cual  $\beta=1$  y se empleó un factor de comportamiento sísmico de  $Q=4$ . Además se obtuvieron los siguientes parámetros: a) coeficiente de aceleración del terreno  $a_0=0.205$ , b) coeficiente sísmico  $c=0.924$ , c)  $k=0.80$ , y d) los periodos característicos  $T_a=0.655s$  y  $T_b=1.44s$ . Para el espectro inelástico, las ordenadas espectrales se redujeron por concepto de ductilidad ( $Q'$ ) y sobrerresistencia ( $R$ ).

Los periodos fundamentales y la masa modal de los modelos tridimensionales se muestran en la tabla 6.1. Los periodos fundamentales de cada edificio concuerdan de forma razonable con la meseta del espectro de diseño, aun teniendo diferencias en altura entre los diferentes modelos.

Tabla 6.1 Características dinámicas de los edificios.

Marco	Periodo Fundamental (s)	$\Sigma$ Masa Modal (%)
4OC	0.636	98.26
4RC	0.596	98.33
8OC	0.919	93.91
8RC	0.839	94.07
12OC	1.095	94.37
12RC	1.068	94.38

## 6.2 RESULTADOS DE LOS DISEÑOS

### 6.2.1 Secciones de diseño

En las tablas 6.2, 6.3 y 6.4, se muestran los detalles del armado de las vigas de todos los edificios, la cual  $b$  indica la base (cm),  $h$  altura (cm),  $A_s (+)$  el acero positivo,  $A_s (-)$  el acero negativo,  $n_{ram}$  indica el número de ramas de estribos del número 3 y  $s$  el espaciamiento del refuerzo transversal.

Tabla 6.2 Geometría y armado de vigas de los edificios de 4 niveles

		4OC						4RC					
Nivel		b	h	As (+)	As (-)	n <sub>ram</sub>	s	b	h	As (+)	As (-)	n <sub>ram</sub>	s
marcos exteriores	1-2	45	65	3#8	6#8	3	15	55	65	6#6	9#6	4	15
	3-4	45	65	4#6	8#6	4	15	55	65	4#6	7#6	4	15
marcos interiores	1-2	45	65	3#8	6#8	3	12.5	55	65	5#6	10#6	4	15
	3-4	45	65	4#6	8#6	4	15	55	65	4#6	7#6	4	15

Tabla 6.3 Geometría y armado de vigas de los edificios de 8 niveles

		8OC						8RC					
Nivel		b	h	As (+)	As (-)	n <sub>ram</sub>	s	b	h	As (+)	As (-)	n <sub>ram</sub>	s
marcos exteriores	1-4	50	85	7#8	9#8	4	12.5	65	85	7#8	9#8	4	12.5
	5-6	50	80	5#8	7#8	4	15	60	80	5#8	7#8	4	12
	7-8	50	80	5#6	7#6	4	15	60	80	5#6	7#6	4	15
marcos interiores	1-4	50	85	6#8	9#8	4	12.5	65	85	6#8	9#8	4	10
	5-6	50	80	4#8	7#8	4	15	60	80	4#8	7#8	4	15
	7-8	50	80	4#6	7#6	4	15	60	80	4#6	7#6	4	15

Tabla 6.4 Geometría y armado de vigas de los edificios de 12 niveles

		12OC						12RC					
Nivel		b	h	As (+)	As (-)	n <sub>ram</sub>	s	b	h	As (+)	As (-)	n <sub>ram</sub>	s
marcos exteriores	1-4	60	100	6#10	7#10	4	10	75	95	9#8	11#8	4	10
	5-8	55	95	5#10	7#10	4	10	70	90	9#8	10#8	4	10
	9-10	50	85	5#8	7#8	4	15	60	80	5#8	7#8	4	15
	11-12	50	85	5#6	7#6	4	15	60	80	5#6	7#6	4	15
marcos interiores	1-4	60	100	7#8	7#10	4	10	75	100	8#8	10#8	4	10
	5-8	55	95	6#8	6#10	4	12.5	70	90	7#8	10#8	4	10
	9-10	50	85	6#6	6#8	4	15	60	80	7#6	7#8	4	15
	11-12	50	85	4#6	7#6	4	15	60	80	4#6	8#6	4	15

En las tablas 6.5, 6.6 y 6.7, se muestran los detalles del armado de las columnas de todos los marcos, la cual  $h$  indica la dimensión transversal de la columna (cm),  $A_s$  el acero de refuerzo longitudinal,  $\rho$  cuantía de acero longitudinal,  $n_{ram}$  el número de ramas de estribos del #4 y  $s$  el espaciamiento del refuerzo transversal.

Tabla 6.5 Geometría y armado de columnas de los edificios de 4 niveles

		<b>4OC y 4RC</b>			
	Nivel	h	$A_s$	$n_{ram}$	s
Columnas de esquina	1-4	70	12#8	4	10
Columnas interiores	1-4	70	16#8	5	10

Tabla 6.6 Geometría y armado de columnas de los edificios de 8 niveles

		<b>8OC y 8RC</b>			
	Nivel	h	$A_s$	$n_{ram}$	s
Columnas de esquina	1-2	85	20#8	6	10
	3-4	85	16#8	5	10
	5-6	80	16#8	5	10
	7-8	80	16#8	5	10
Columnas interiores	1-2	85	32#8	6	10
	3-4	85	32#8	6	10
	5-6	80	28#8	6	10
	7-8	80	20#8	6	10

Tabla 6.7 Geometría y armado de columnas de los edificios de 12 niveles

		8OC y 8RC			
Nivel		h	As	$\Gamma_{ram}$	s
Columnas de esquina	1-4	100	24#8	7	10
	5-8	90	20#8	6	10
	9-12	80	16#8	5	10
Columnas interiores	1-4	100	36#10	6	10
	5-8	90	20#10	6	10
	9-12	80	20#10	6	10

### 6.2.2 Distorsiones de entrepiso

Se revisó la capacidad de deformación a nivel de entrepiso de cada uno de los modelos de estudio, obteniendo las envolventes de distorsiones de entrepiso máximas, obteniendo distorsiones que van de 1.0 a 2.0, como se puede observar en las figuras 6.5, 6.6 y 6.7, teniendo las mayores distorsiones en los edificios de 12 niveles, y cumpliendo con distorsiones menores a 3.0 para marcos dúctiles de concreto reforzado con  $Q=4$ .

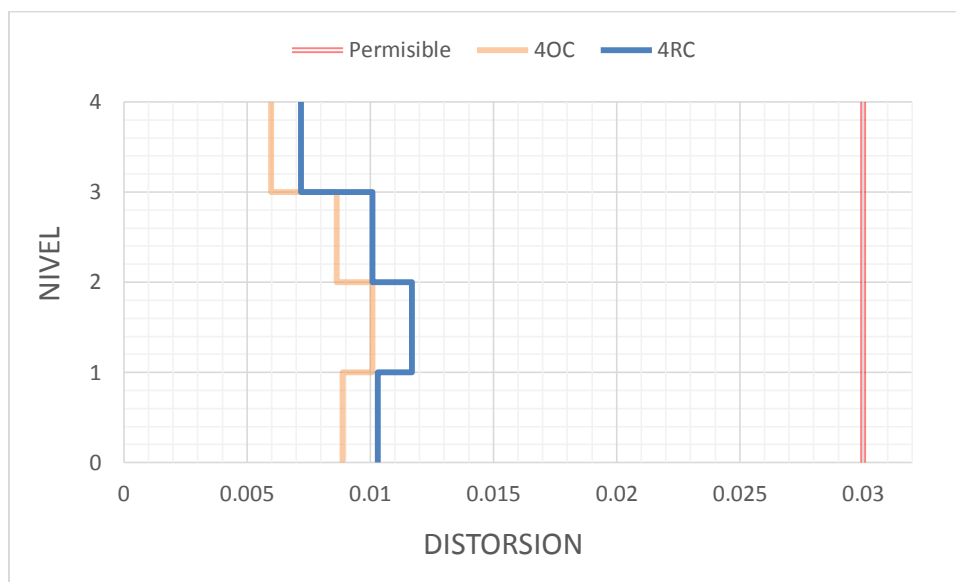


Figura 6.5 Curvas de distorsiones de entrepiso en edificios de 4 niveles.

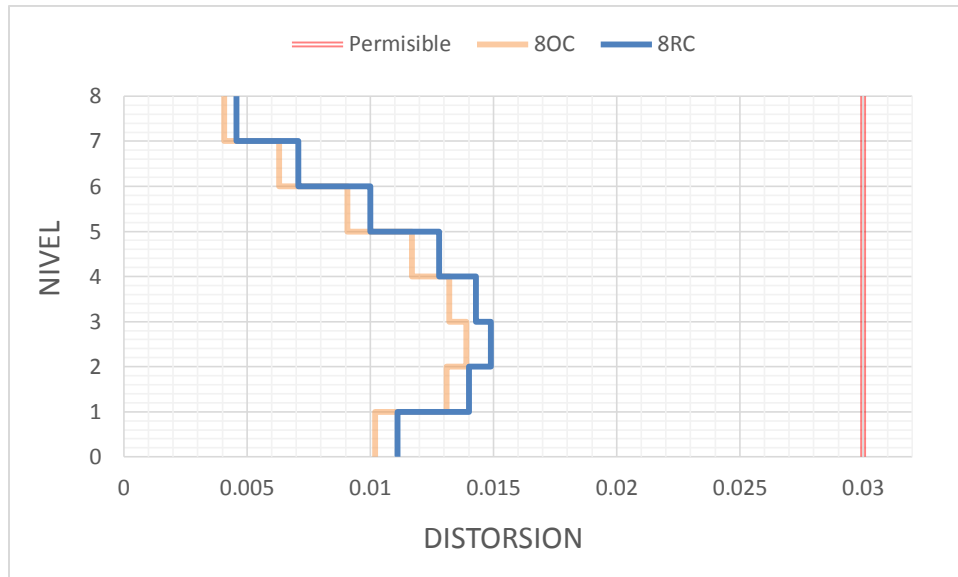


Figura 6.6 Curvas de distorsiones de entrepiso en edificios de 8 niveles

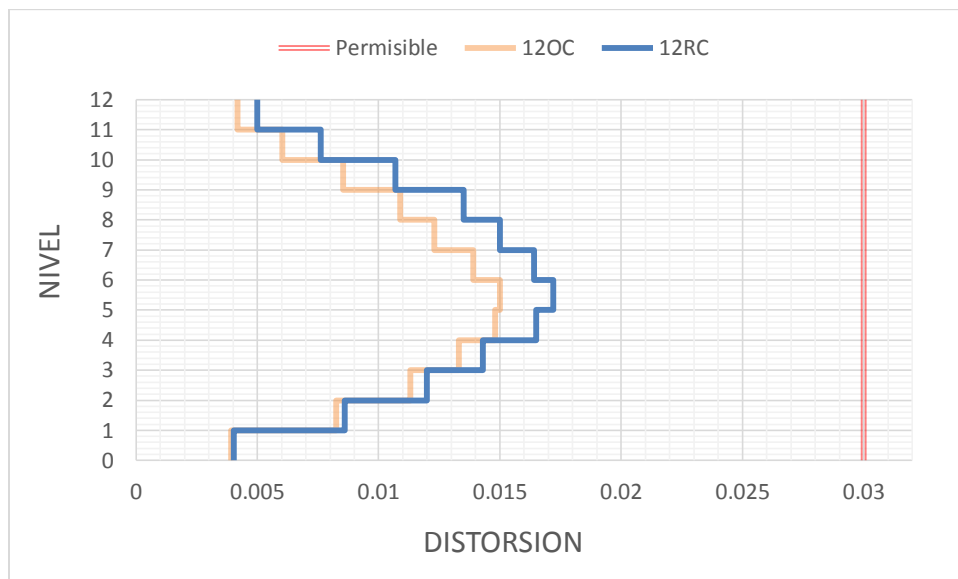


Figura 6.7 Curvas de distorsiones de entrepiso en edificios de 12 niveles

### 6.2.3 Demandas y resistencias a cortante en las uniones viga-columna

Se siguió el mismo procedimiento que el usado para los marcos en la sección 5.2.3 del capítulo anterior, para obtener las demandas y resistencias de los nudos. Obteniéndose los resultados mostrados en las siguientes tablas:

Tabla 6.8 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 4OC

Tipo de conexión	Nivel	Marcos exteriores (ejes 1 y 4)				Marcos interiores (ejes 2 y 3)		
		VR (ton)	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión
Exterior	1-2	159.38	168.90	1.06	Inadecuada	202.73	1.27	Inadecuada
	3	159.38	135.06	0.85	Adeacuada	168.90	1.06	Inadecuada
	4	119.54	135.06	1.13	Inadecuada	168.90	1.41	Inadecuada
Interior	1-2	159.38	236.43	1.48	Inadecuada	270.26	1.70	Inadecuada
	3	159.38	185.68	1.17	Inadecuada	219.51	1.38	Inadecuada
	4	119.54	185.68	1.55	Inadecuada	219.51	1.84	Inadecuada

Tabla 6.9 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 4RC

Tipo de conexión	Nivel	Marcos exteriores (ejes 1 y 4)				Marcos interiores (ejes 2 y 3)		
		VR (ton)	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión
Exterior	1-2	272.24	147.72	0.54	Adeacuada	194.21	0.71	Adeacuada
	3	272.24	122.41	0.45	Adeacuada	156.24	0.57	Adeacuada
	4	204.18	122.41	0.60	Adeacuada	156.24	0.77	Adeacuada
Interior	1-2	272.24	223.64	0.82	Adeacuada	257.48	0.95	Adeacuada
	3	272.24	173.03	0.64	Adeacuada	206.86	0.76	Adeacuada
	4	204.18	173.03	0.85	Adeacuada	206.86	1.01	Inadecuada



Tabla 6.10 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 8OC

Tipo de conexión	Nivel	Marcos exteriores (ejes 1 y 4)				Marcos interiores (ejes 2 y 3)		
		VR (ton)	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión
Exterior	1-4	227.19	222.05	0.98	Adeacuada	253.83	1.12	Inadecuada
	5-6	205.91	182.68	0.89	Adeacuada	214.97	1.04	Inadecuada
	7	205.91	116.83	0.57	Adeacuada	149.12	0.72	Adeacuada
	8	154.43	116.83	0.76	Adeacuada	149.12	0.97	Adeacuada
Interior	1-4	227.19	370.05	1.63	Inadecuada	380.68	1.68	Inadecuada
	5-6	205.91	290.10	1.41	Inadecuada	300.90	1.46	Inadecuada
	7	205.91	177.21	0.86	Adeacuada	197.43	0.96	Adeacuada
	8	154.43	177.21	1.15	Inadecuada	197.43	1.28	Inadecuada

Tabla 6.11 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 8RC

Tipo de conexión	Nivel	Marcos exteriores (ejes 1 y 4)				Marcos interiores (ejes 2 y 3)		
		VR (ton)	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión
Exterior	1-4	396.69	222.05	0.56	Adeacuada	253.83	0.64	Adeacuada
	5-6	348.46	182.68	0.52	Adeacuada	214.97	0.62	Adeacuada
	7	348.46	116.83	0.34	Adeacuada	149.12	0.43	Adeacuada
	8	261.35	116.83	0.45	Adeacuada	149.12	0.57	Adeacuada
Interior	1-4	396.69	370.05	0.93	Adeacuada	380.68	0.96	Adeacuada
	5-6	348.46	290.10	0.83	Adeacuada	300.90	0.86	Adeacuada
	7	348.46	177.21	0.51	Adeacuada	197.43	0.57	Adeacuada
	8	261.35	177.21	0.68	Adeacuada	197.43	0.76	Adeacuada

Tabla 6.12 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 12OC

Tipo de conexión	Nivel	Marcos exteriores (ejes 1 y 4)				Marcos interiores (ejes 2 y 3)		
		VR (ton)	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión
Exterior	1-4	316.78	250.19	0.79	Adeacuada	280.42	0.89	Adeacuada
	5-8	258.38	254.45	0.98	Adeacuada	253.24	0.98	Adeacuada
	9-10	205.91	179.77	0.87	Adeacuada	190.40	0.92	Adeacuada
	11	205.91	114.97	0.56	Adeacuada	146.74	0.71	Adeacuada
	12	154.43	114.97	0.74	Adeacuada	146.74	0.95	Adeacuada
Interior	1-4	316.78	438.73	1.38	Inadecuada	421.23	1.33	Inadecuada
	5-8	258.38	414.23	1.60	Inadecuada	375.98	1.46	Inadecuada
	9-10	205.91	285.48	1.39	Inadecuada	261.71	1.27	Inadecuada
	11	205.91	174.39	0.85	Adeacuada	194.28	0.94	Adeacuada
	12	154.43	174.39	1.13	Inadecuada	194.28	1.26	Inadecuada

Tabla 6.13 Demandas y resistencias a fuerza cortante en nudos del edificio 12RC

Tipo de conexión	Nivel	Marcos exteriores (ejes 1 y 4)				Marcos interiores (ejes 2 y 3)		
		VR (ton)	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión	Vu (ton)	Vu / VR	Revisión
Exterior	1-4	544.47	255.78	0.47	Adeacuada	266.07	0.49	Adeacuada
	5-8	448.02	239.26	0.53	Adeacuada	270.52	0.60	Adeacuada
	9-10	348.46	182.68	0.52	Adeacuada	214.97	0.62	Adeacuada
	11	348.46	116.83	0.34	Adeacuada	161.19	0.46	Adeacuada
	12	261.35	116.83	0.45	Adeacuada	161.19	0.62	Adeacuada
Interior	1-4	544.47	439.90	0.81	Adeacuada	429.73	0.79	Adeacuada
	5-8	448.02	426.45	0.95	Adeacuada	416.12	0.93	Adeacuada
	9-10	348.46	290.10	0.83	Adeacuada	287.43	0.82	Adeacuada
	11	348.46	177.21	0.51	Adeacuada	209.50	0.60	Adeacuada
	12	261.35	177.21	0.68	Adeacuada	209.50	0.80	Adeacuada

Se puede observar que en los resultados obtenidos en los modelos C2, prácticamente en todos los nudos se tiene una resistencia adecuada, con excepción de un nudo interior de azotea en el modelo de 4 niveles, el cual excede la capacidad en 1%, lo cual puede considerarse satisfactorio con fines prácticos. Caso contrario a lo que sucede con los modelos C1, a pesar que las secciones transversales cumplen con todos los criterios de rigidez y resistencia.

## CAPITULO 7. ANALISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

En esta capítulo, se muestran los resultados de los análisis estáticos no lineales que se realizaron únicamente a los modelos tridimensionales, omitiendo los modelos de los marcos, esto con el fin de encontrar las mayores variaciones en los diferentes parámetros a estudiarse entre los modelos OC y RC, y poder obtener diferencias significativas en los resultados a obtenerse.

### 7.1. CRITERIOS PARA LA REALIZACIÓN DE LOS ANÁLISIS

Para evaluar el efecto que tienen los modelos (OC) donde se omite la revisión de la resistencia a cortante de las uniones viga-columna en edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, con respecto a los modelos donde sí se revisa este criterio (RC), se realizaron análisis no lineales ante cargas monótonas crecientes (“pushover”), para los cuales se empleó el programa DRAIN-2DX (Prakash, V., Powell, G.H., & Fillipou, 1992). En todos los análisis se empleó una distribución de cargas proporcional al primer modo de vibración.

En todos los modelos que se realizaron, se incluye los efectos  $P-\Delta$  y se ignora la iteración suelo estructura. Se omite la iteración suelo estructura, con la intención de evitar introducir más variantes que puedan complicar la interpretación de resultados obtenidos en este estudio.

Para el modelo no lineal de los edificios se incluye el comportamiento no lineal de los elementos estructurales a nivel local. En el caso de las vigas, se tomó en cuenta la aportación de la losa a su resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

Las propiedades estructurales de las vigas se derivaron de diagramas momento-curvatura empleando el programa Biax (Wallace & Moehle, 1989) y corresponden a las secciones transversales ubicadas en sus extremos. La curvatura de fluencia corresponde a la primera cedencia del acero longitudinal, mientras que la curvatura última corresponde a la menor curvatura asociada a la fractura del acero longitudinal o al aplastamiento del concreto (no se consideró el pandeo del acero de refuerzo como criterio de falla). El momento de inercia de las vigas se obtuvo a partir de la pendiente elástica del diagrama momento-curvatura, considerando con esto propiedades agrietadas de la sección.

Para el modelado de las columnas, sus propiedades estructurales se derivaron de diagramas de iteración carga axial-momento flexionante determinados también con el programa Biax, considerando en este caso las propiedades de las secciones gruesas.

Para tener una aproximación más realista del esfuerzo de fluencia y capacidad de deformación del acero de refuerzo considerado, se utilizaron las recomendaciones de Rodríguez y Botero (Rodríguez & Botero, 1997), para aceros de refuerzos mexicanos. Asimismo, para modelar el concreto confinado utilizo el modelo de Kent y Park modificado (Park, Priestley, & Gill, 1982).

La capacidad rotacional de los elementos se estimó a partir de considerar una longitud de articulación plástica igual a la mitad de su peralte.

Los apoyos de las columnas de la planta baja se modelaron como empotramientos perfectos. Dadas las limitaciones del programa DRAIN-2DX, se consideró que la rigidez elástica de los elementos estructurales permanece constante durante los análisis no lineales, por lo que los elementos estructurales no exhiben comportamiento elasto-plástico. Se consideraron zonas rígidas en los extremos de vigas igual a la mitad del peralte de las columnas a las que llegan, en tanto que para columnas se consideró una zona rígida en el extremo superior de las columnas con una dimensión igual al peralte de las vigas con las que intersectan (mismas consideraciones que en el modelado elástico).

En la figura 7.1 se muestra uno de los modelos empleados para los análisis no lineales (modelo de cuatro niveles), en los que se considera la distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido, las vigas y columnas se modelaron mediante elementos tipo viga-columna en que considera la posibilidad de formar rotulas plásticas en sus extremos.



Figura 7.1 Modelos empleados en los análisis estáticos no lineales

## 7.2. RESULTADOS DE LOS ANALISIS NO LINEALES

Los principales resultados obtenidos de los análisis estáticos no lineales son: 1) curvas normalizadas cortante-distorsión para cada uno de los entrepisos ( $V / W_T$  vs  $\Delta$ ), así como globales (cortante basal vs distorsión azotea), 2) mapeos de rotaciones plásticas acumuladas asociadas al colapso teórico de la estructura. La distorsión última se limitó en función de la rotación máxima que los elementos estructurales son capaces de desarrollar. Los resultados obtenidos de los análisis no lineales, se basaron del trabajo realizado de Godínez y Almansa (2014).

### 7.2.1 Envoltentes de distorsiones de entrepiso

De las curvas cortante-distorsión tanto a nivel entrepiso como a nivel global se obtuvo la siguiente información: a) envoltentes de distorsiones máximas, b) distorsiones de fluencia de entrepiso equivalentes, c) capacidades de deformación inelástica globales y de entrepiso y d) factores de reducción por sobrerresistencia, estos parámetros son importantes para el

diseño de un sistema estructural específico y fueron calculados a partir de una curva bilineal idealizada de la curva cortante-distorsión real (figura 7.2), conforme a lo especificado en la literatura (Newmark & Hall, 1982) (FEMA-273, 1997), con la finalidad de valorar las diferencias en sus estimaciones para las dos consideraciones de diseño estudiadas (modelos OC, en que no se cumplen con los requisitos de diseño por fuerza cortante en los nudos y modelos RC, en los que si se cumple con dichos requisitos).

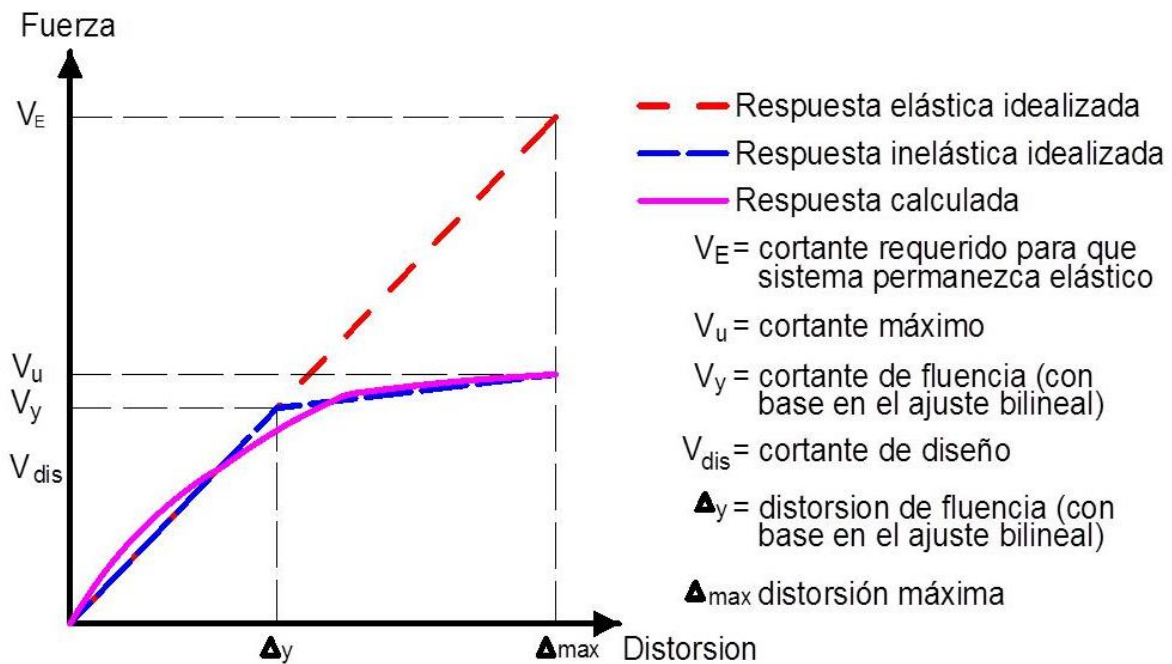


Figura 7.2 Modelos empleados en los análisis estáticos no lineales

En la figura 7.3 se muestran las curvas normalizadas cortante-distorsión para cada uno de los entrepisos ( $V / W_T$  vs  $\Delta$ ), así como globales (cortante basal vs distorsión azotea) del edificio de cuatro niveles en sus dos variantes (OC y RC). Asimismo, en la figura 7.4 se muestran las curvas de cortante basal contra desplazamiento de azotea de cada uno de los modelos estudiados.

De los resultados mostrados en las figuras 7.3 y 7.4, se observa que para cada elevación considerada, existen variaciones tanto en la capacidad de deformación global (de hasta un 17%), como de entrepiso (de hasta un 25%). También se observa que existen diferencias en

la resistencia ultima desarrollada (efecto es más evidente en los modelos de cuatro niveles), lo cual, como se comenta posteriormente, tiene influencia en la estimación de los factores de reducción por sobrerresistencia.

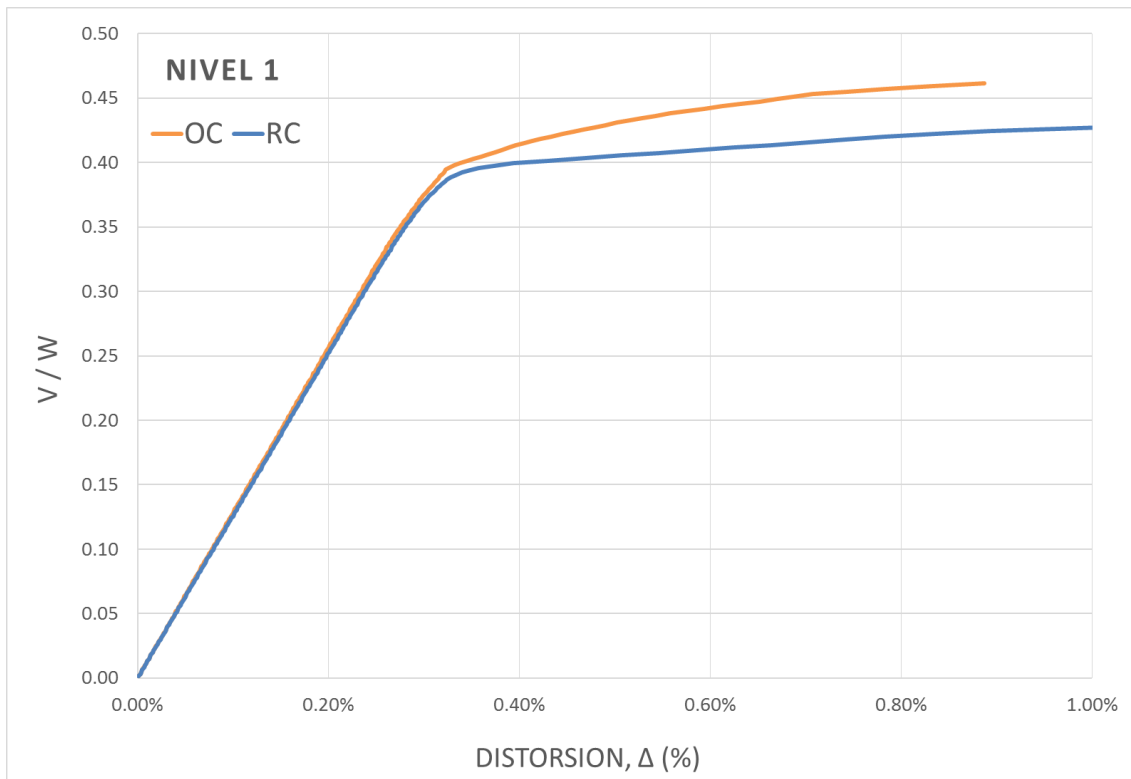


Figura 7.3 Curvas cortante vs distorsión de los modelos 4OC y 4RC



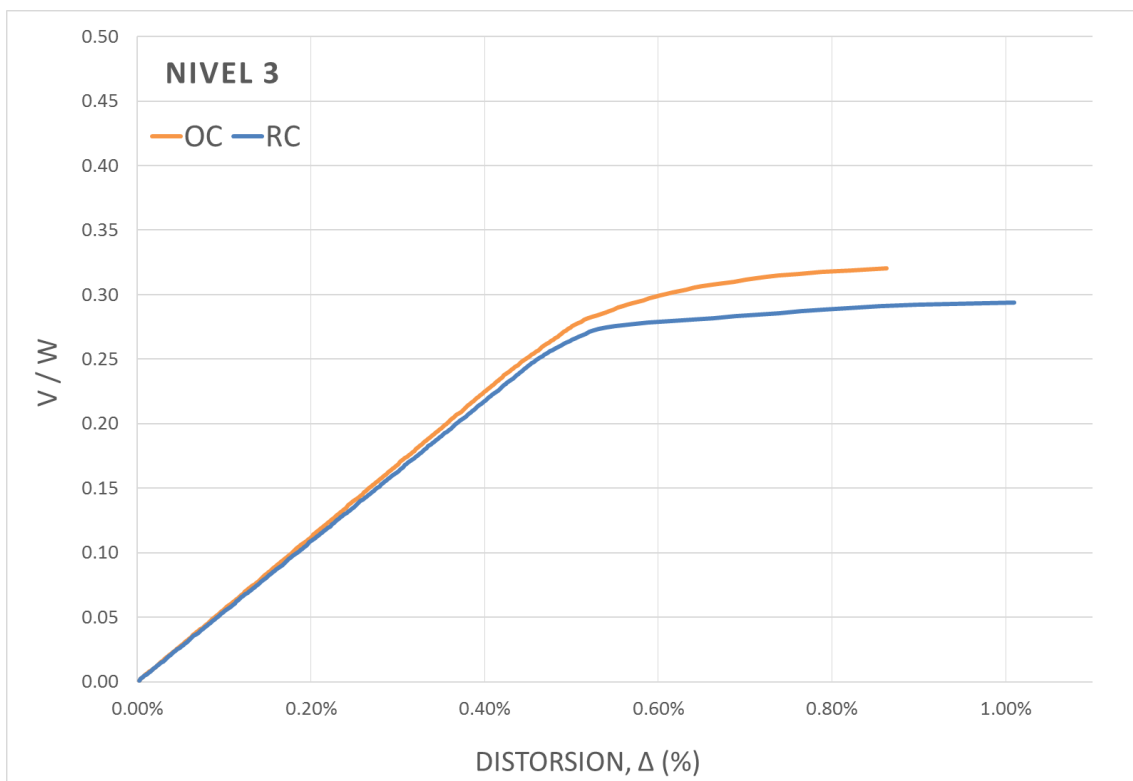
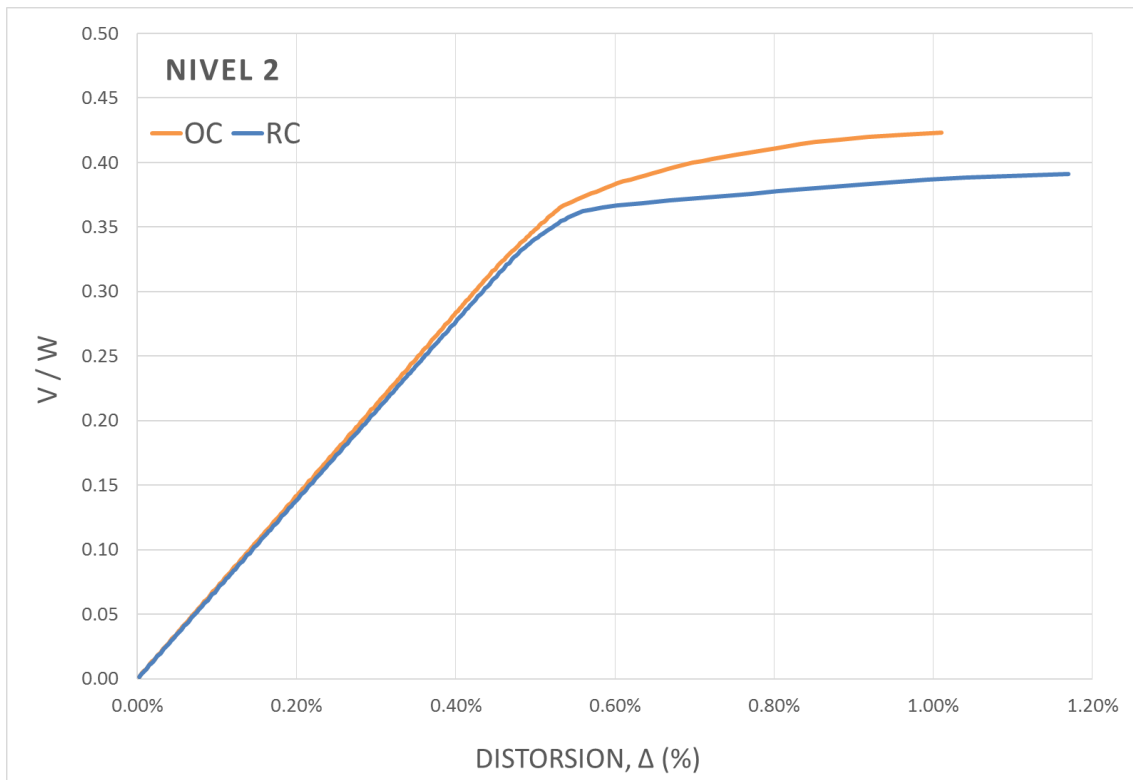


Figura 7.3 Curvas cortante vs distorsión de los modelos 4OC y 4RC (continuación)

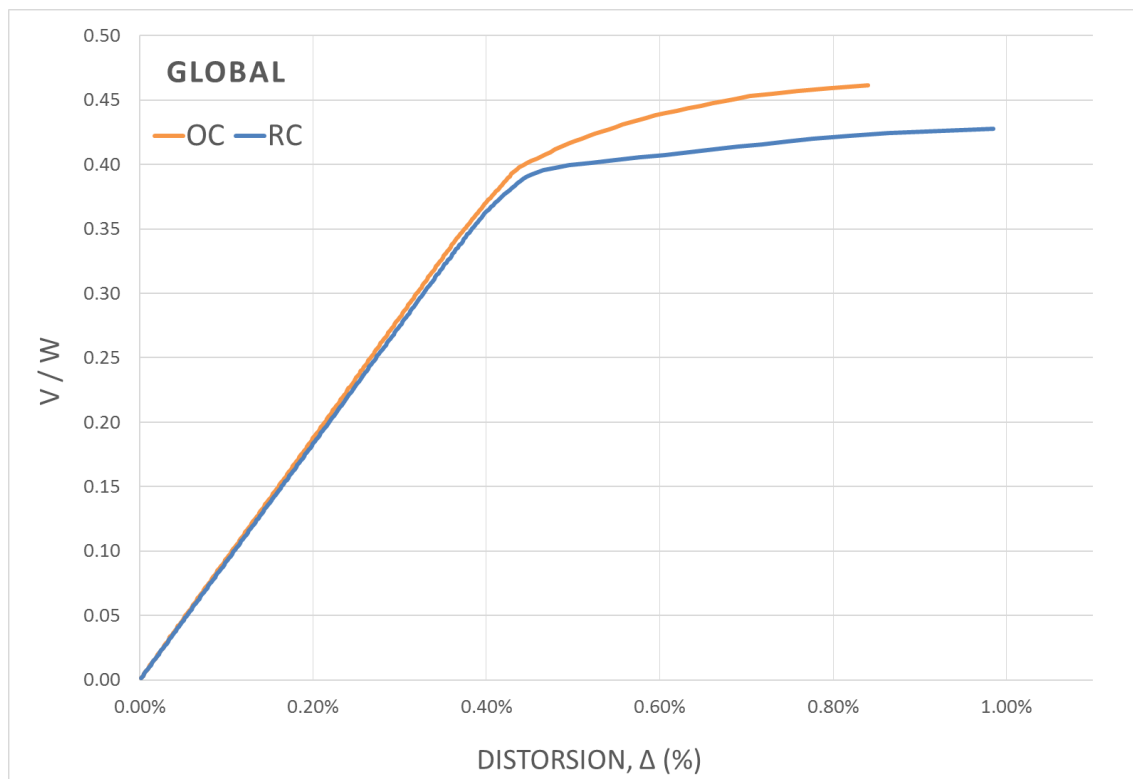
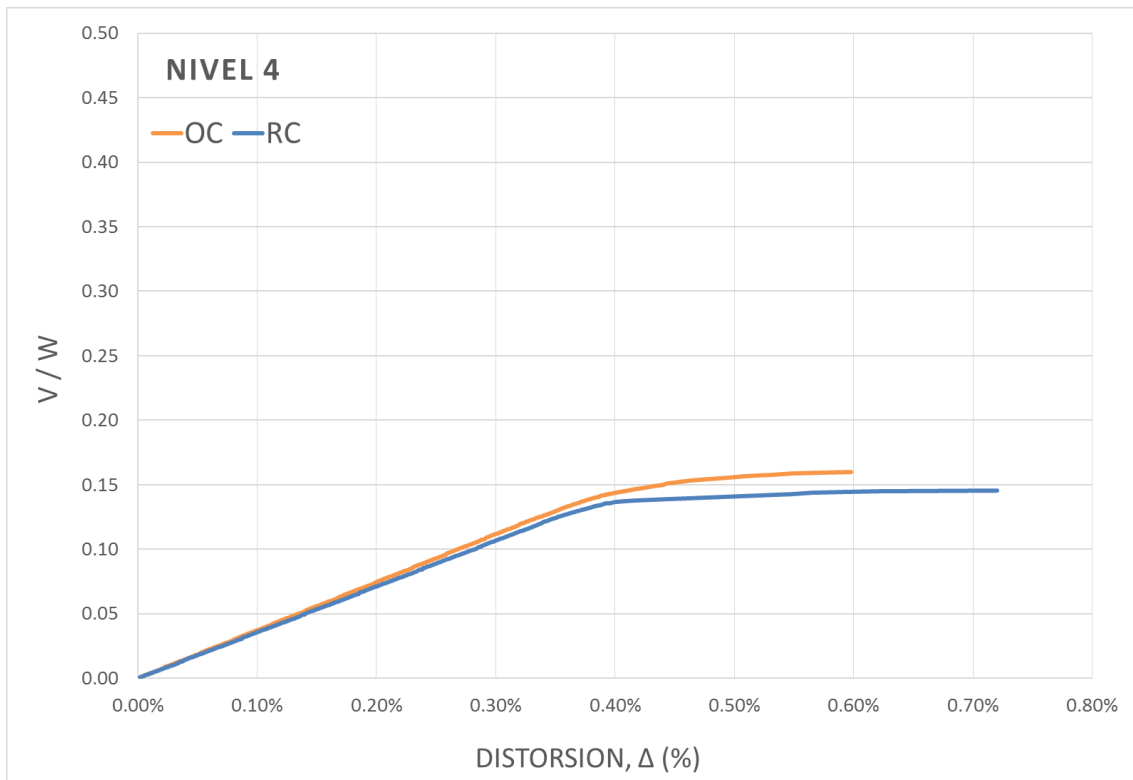


Figura 7.3 Curvas cortante vs distorsión de los modelos 4OC y 4RC (continuación)

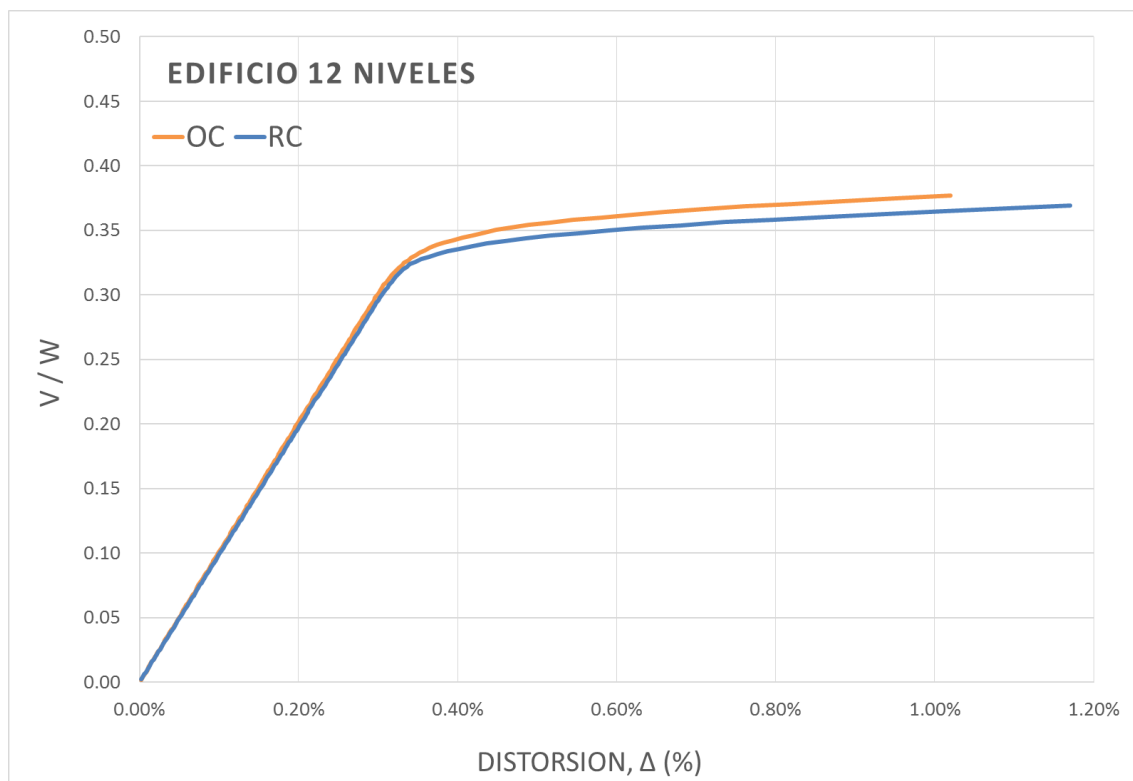
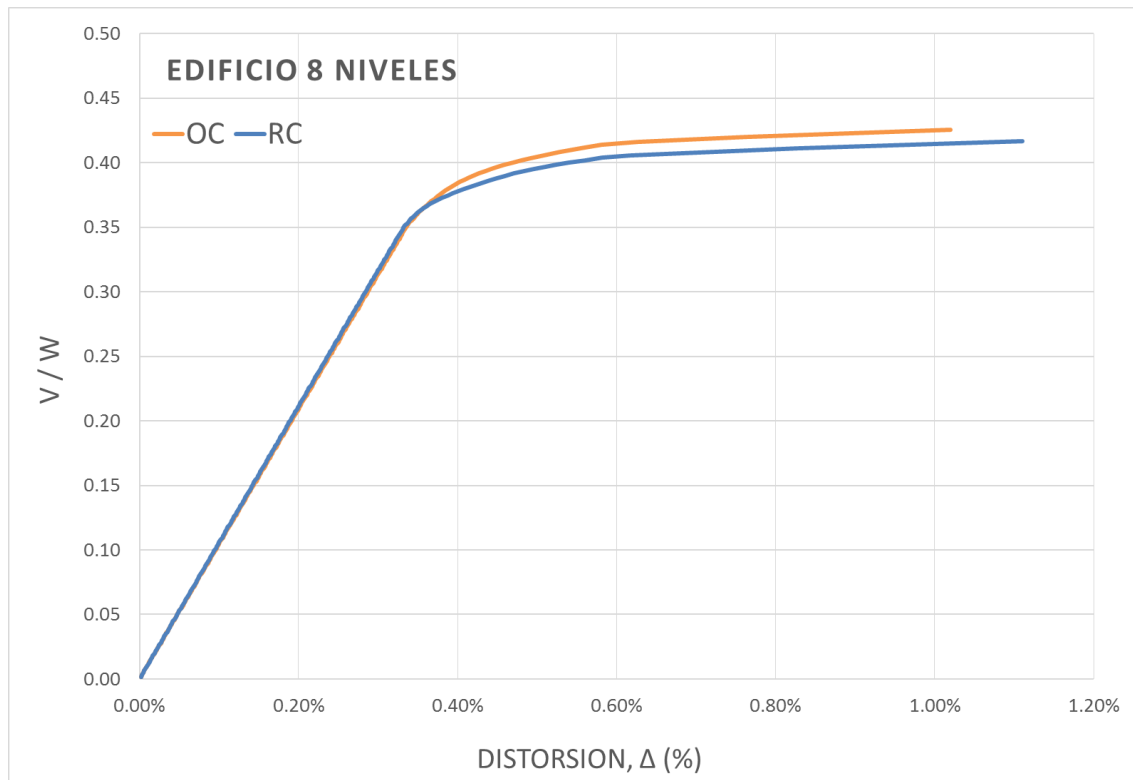


Figura 7.4 Curvas cortante basal vs distorsión de azotea

Con la finalidad de evaluar si existe variación en la distorsión asociada al estado límite de servicio, en la figura 7.5 se presentan las envolventes de distorsiones asociadas a la fluencia de cada entrepiso, las cuales se estimaron conforme a lo mostrado en la figura 7.2. En la figura, las líneas verticales indican la distorsión de fluencia correspondientes a las curvas de cortante basal contra distorsión de azotea de cada modelo. Es importante notar que en algunos casos ciertos entrepisos permanecen elásticos ( $\mu=1$ ), especialmente los entrepisos superiores. De los resultados expuestos en la figura 7.5 se observa que básicamente no existe variación en las distorsiones de fluencia. En todos los casos los entrepisos de los modelos RC fluyen ligeramente antes que los correspondientes a los modelos OC. Se observa además que los valores promedios calculados son congruentes con el especificado para la revisión del estado límite de servicio en las NTCS-04 ( $\Delta_y=0.004$ ).

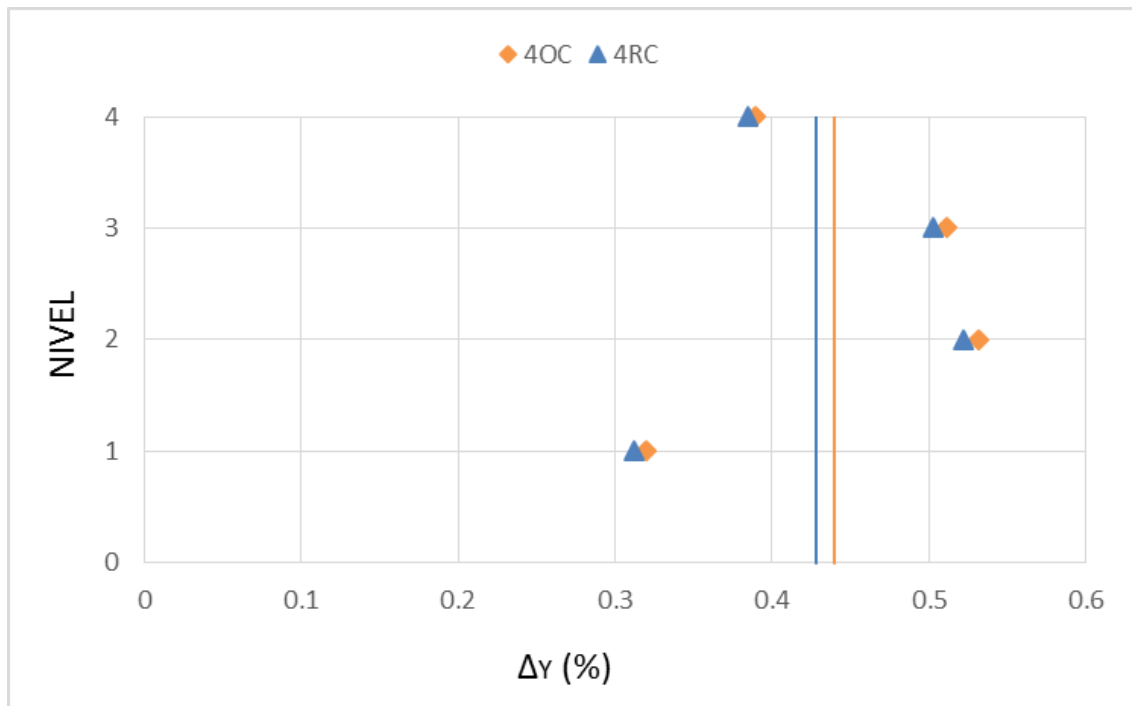


Figura 7.5 Envolventes de asociadas a la fluencia

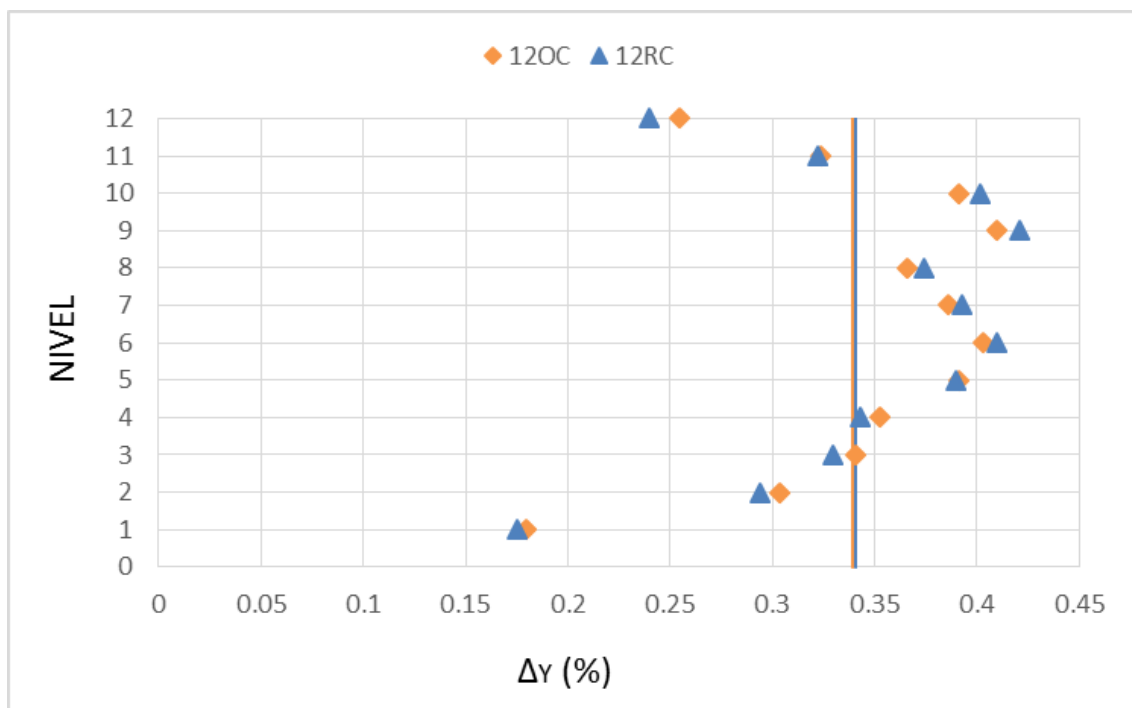
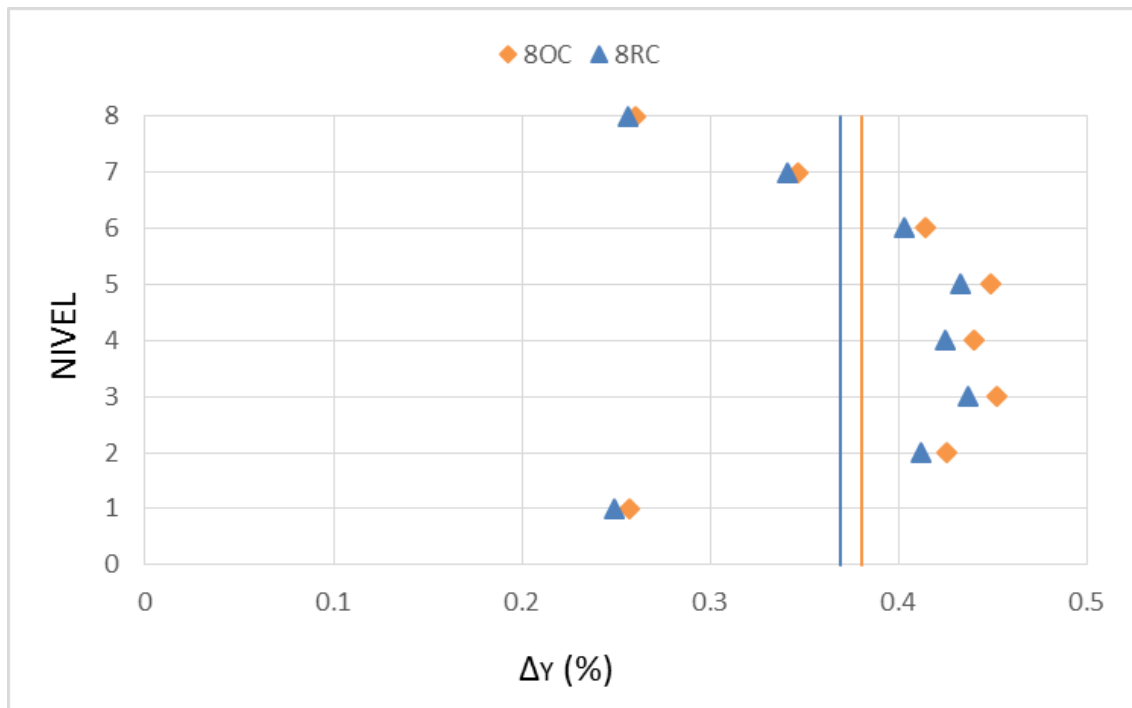


Figura 7.5 Envolventes de asociadas a la fluencia (continuación)

Para completar la información procesada en la figura 7.6 se muestran las ductilidades. Por simplicidad, aquellos entrepisos donde la respuesta es elástica se identifican mediante  $\mu=1$ . En la figura, las líneas verticales indican los valores correspondientes a las curvas de cortante basal contra distorsión de azotea de cada modelo, se observan variaciones a nivel de entrepiso que oscilan entre 5 y el 25%, encontrando las mayores diferencias en los modelos de 12 niveles. Así mismo, con respecto a las ductilidades globales, las diferencias oscilan entre el 13 y 20%. Lo anterior indica, que además al incumplir con un requisito básico de diseño, como lo es la revisión de la integridad de las uniones viga-columna, los diseños realizados son menos dúctiles.

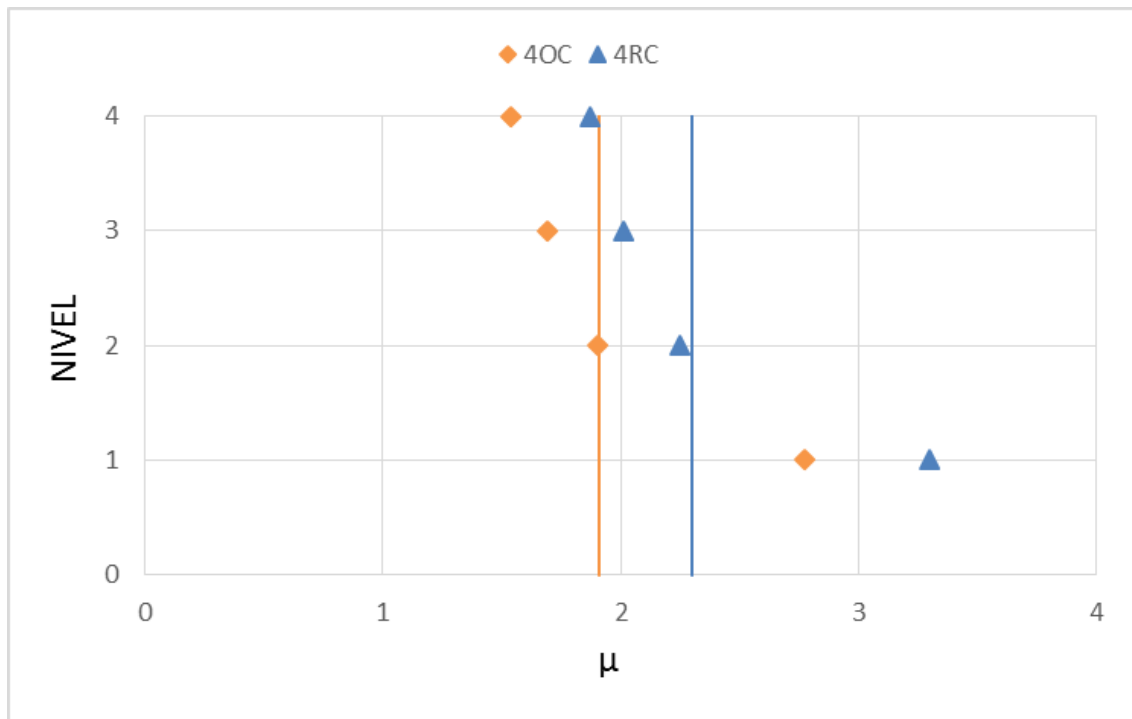


Figura 7.6 Envoltentes de capacidades de deformación inelástica  $\mu$

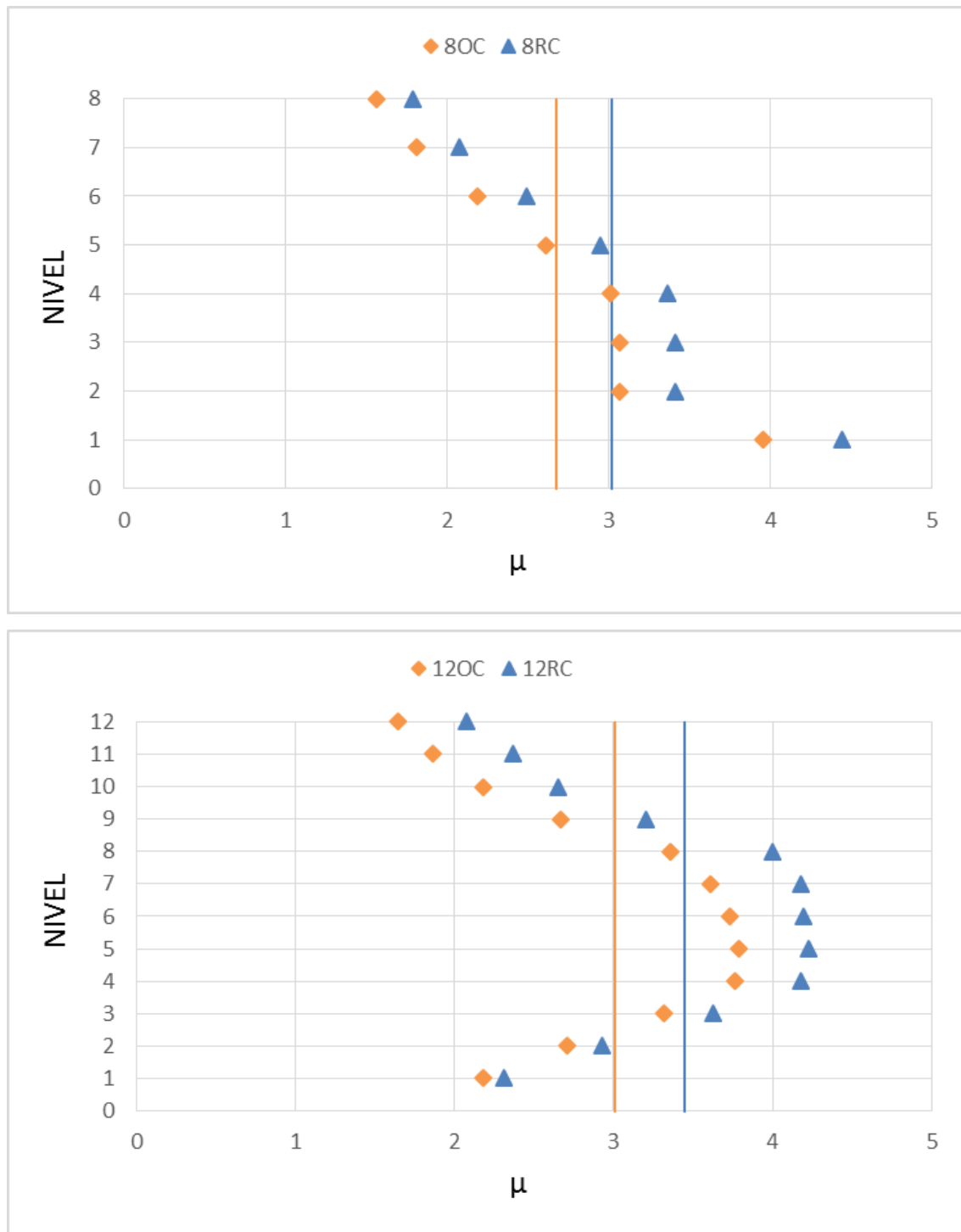
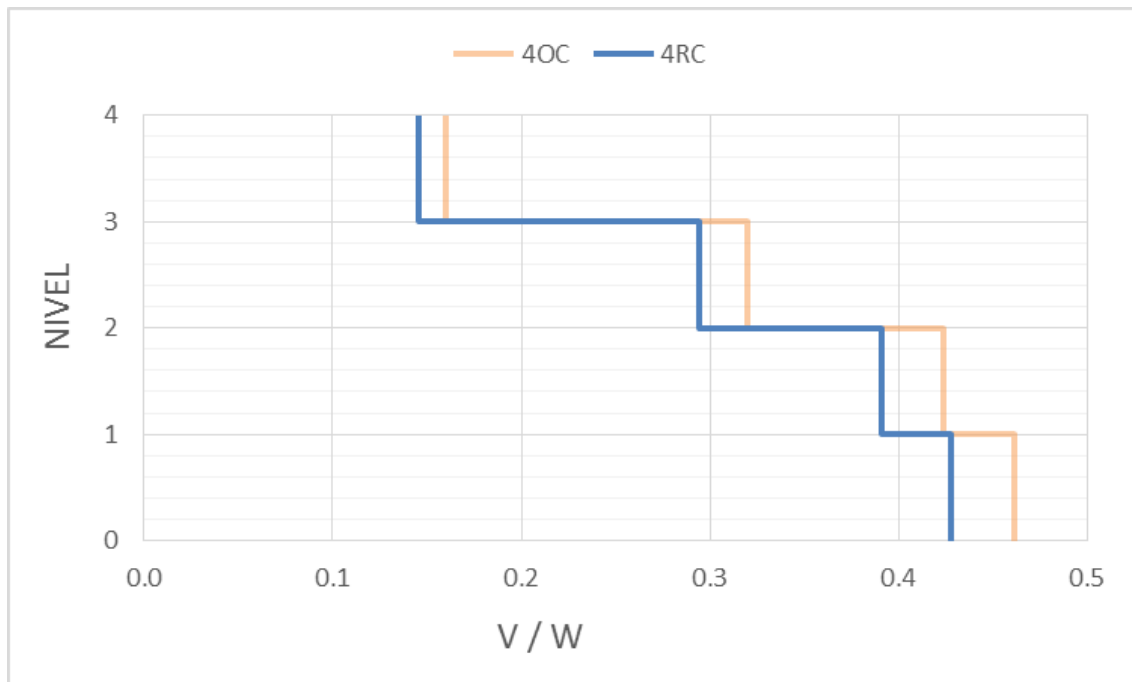


Figura 7.6 Envoltentes de capacidades de deformación inelástica  $\mu$  (continuación)

Para valorar el efecto en lo referente en la capacidad resistente última observada en las curvas cortante-distorsión de entrepiso y globales, en la figura 7.7 se muestra la variación de los cortantes de entrepiso (modelo de cuatro niveles), así como los factores de reducción por sobrerresistencia derivados de las curvas globales ( $R = V_u / V_{dis}$ ). Con fines comparativos, en la figura 7.7b se incluye la curva descrita para los valores de  $R$  estipulados en el Apéndice A de las NTCS-04 (ecuación 7.1), identificando que en todos los casos se obtuvieron valores mayores a lo estipulado en el Apéndice A. en este caso se observan las diferencias máximas del orden del 10%.

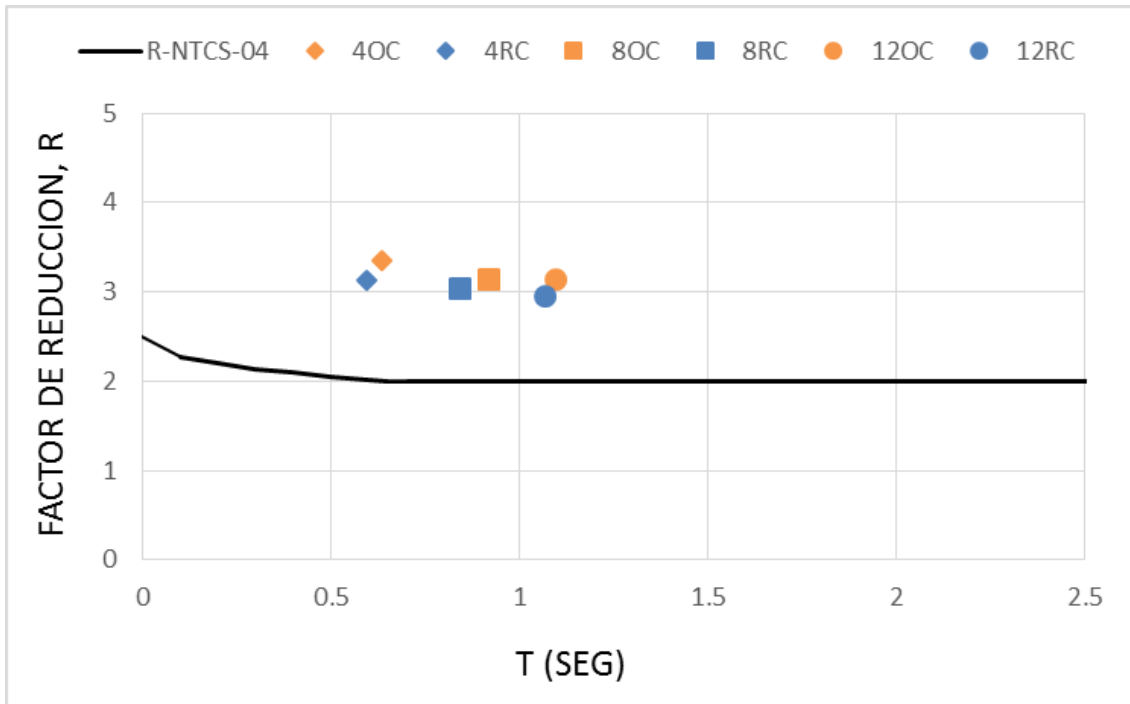
$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 2 & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (7.1)$$



a) Variación del cortante de entrepiso

Figura 7.7 Efecto en la resistencia última





b) Factores de reducción por sobrerresistencia

Figura 7.7 Efecto en la resistencia última (continuación)

De las figuras 7.3 a 7.7 es posible concluir, que la omisión por diseño por cortante de las conexiones viga columna en edificios estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, pueden derivar en diseños de estructuras con menor capacidad de deformación inelástica tanto a nivel global como de entrepiso. Así mismo, puede existir variación en los factores de reducción por sobrerresistencia calculados. Aunque en este último caso las diferencias son menos significativas respecto a lo observado en lo referente capacidad deformación, esta diferencia dependerá en gran medida de la estrategia de diseño empleada, por lo que no se descarta la posibilidad de obtener diferencias más elevadas en este rubro.

### 7.2.2 Mecanismos de colapso

Finalmente, con la finalidad de identificar cuáles son los elementos en que se concentra el trabajo inelástico, así como para observar la secuencia de formación de articulaciones plásticas y valorar si existen diferencias entre los casos de estudio, se realizaron mapeos de rotaciones plásticas en diferentes etapas del análisis. En la figura 7.8 se muestra los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas asociadas al instante en que se alcanza el desplazamiento último del edificio. La magnitud de las rotaciones inelásticas se muestra mediante una escala de colores usando una marca circular.

Se observa que el comportamiento no lineal se concentra en los extremos de las vigas para ambos casos de estudio. En todos los casos, existe un mayor trabajo inelástico de las vigas de los modelos RC, lo anterior congruente con las envolventes de distorsiones máximas y ductilidades de entrepiso. Es importante aclarar, que las vigas de los modelos RC cuentan con una mayor capacidad de rotación negativas que los modelos OC. Lo anterior indica que en todos los modelos RC, las vigas pueden acomodar mayores rotaciones plásticas durante la formación del mecanismo de colapso. En todos los casos los mecanismos de colapso obtenidos son congruentes con el mecanismo de falla supuesto columna fuerte-viga débil. Las articulaciones plásticas presentes en la base de las columnas de planta baja se deben en gran parte a la condición de empotramiento perfecto supuesta en los análisis, que es difícil de lograr en una edificación real. En los modelos de cuatro y doce niveles se observa que en los modelos OC las vigas del último nivel permanecen elásticas, en tanto que en los modelos RC el trabajo inelástico se distribuye en toda la altura, aspecto deseable para contar con una mayor capacidad de disipación de energía.

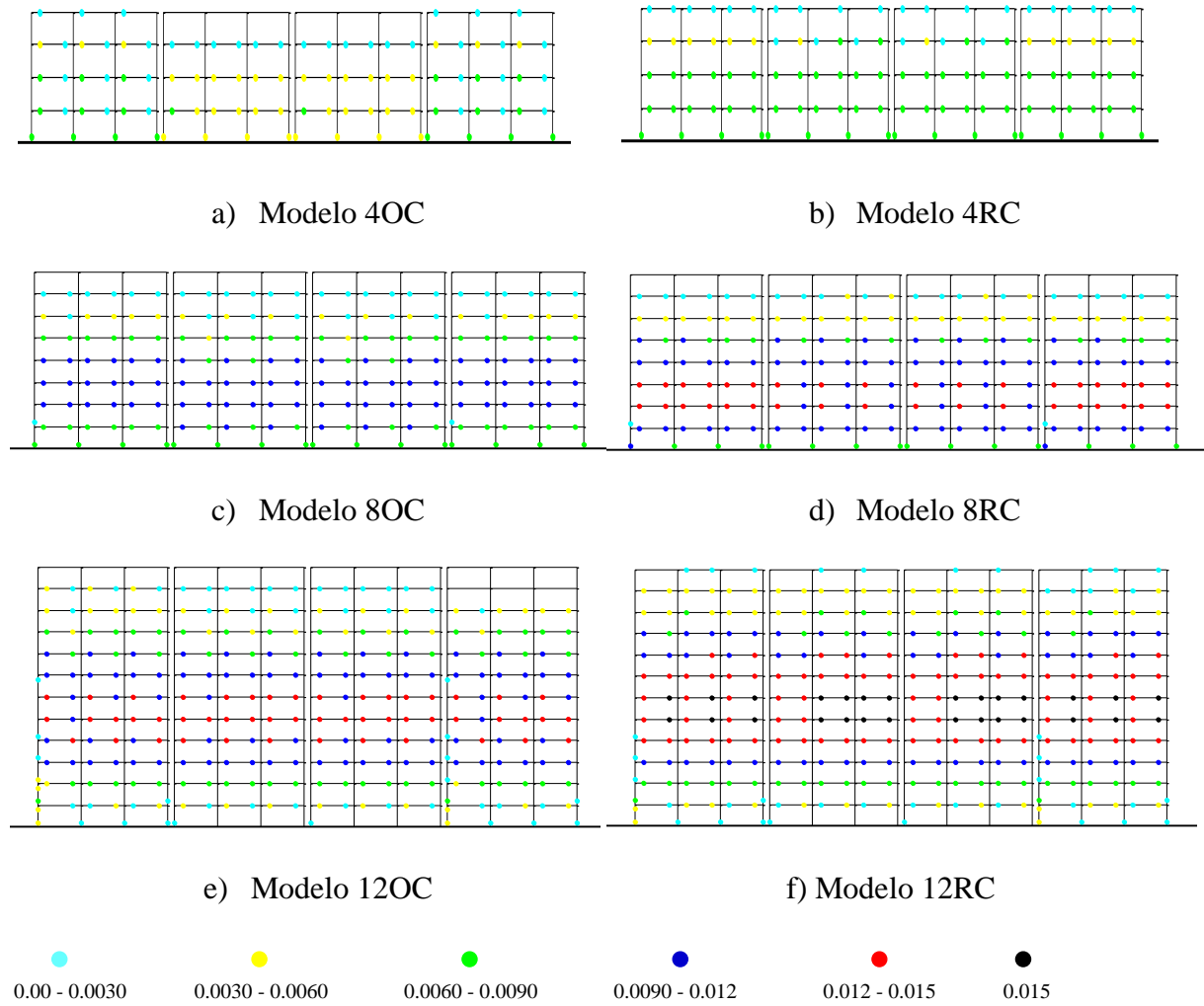


Figura 7.8 Rotaciones plásticas acumuladas

## CAPITULO 8. CONCLUSIONES

En esta tesis se presentó un estudio analítico con el objetivo principal de evaluar la importancia que tiene, durante el proceso de diseño estructural, el realizar un adecuado o inadecuado diseño de las uniones viga-columna en sistemas estructurados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado. Para tal fin, se diseñaron modelos en dos dimensiones de 4, 8, 12 y 16 niveles y tridimensionales de 4, 8 y 12 niveles. Los modelos se ubicaron para su diseño en la zona del Lago del Distrito Federal, procurando que en la mayoría de los casos las demandas sísmicas obtenidas para diseño fueran las máximas posibles. Para el diseño de los elementos sismorresistentes se empleó en todos los casos una metodología basada en conceptos de capacidad.

De los modelos diseñados con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, en su versión 2004, referente a marcos dúctiles, se consideraron dos variantes en cada uno de los modelos estudiados: 1) la variante OC (omisión a cortante) y, 2) la variante RC (revisión a cortante), las cuales respectivamente hacen referencia a casos en que durante el proceso de diseño se omite o considera el diseño/revisión por fuerza cortante en las conexiones viga-columna indicados en el apartado 7.4.4 de dichas Normas. Lo anterior se realizó con el interés de conocer el efecto de dicha omisión en el proceso de diseño, pues como se comenta en el cuerpo principal de esta tesis, existen algunos despachos de cálculo estructural en México en que dicha revisión suele no realizarse, en general, debido a cuestiones de tiempo en la entrega de proyectos.

En algunos de los modelos correspondientes a la variante RC, en donde se realiza la revisión detallada de los requisitos por fuerza cortante en los nudos de la estructura, tanto para los modelos bidimensionales como tridimensionales, se tuvieron que proponer dimensiones de secciones transversales de vigas y columnas de tal manera que la conexión

estuviera confinada en sus cuatro caras, esto con la finalidad de incrementar la resistencia a cortante en la conexión.

De los resultados obtenidos de los marcos planos de concreto reforzado, en su variante OC (omisión a cortante), se observó que las uniones interiores representan los casos críticos, pues fue en éstas donde se presentaron las mayores demandas de resistencia a cortante. En estos casos, al basar los diseños exclusivamente en criterios de deformación lateral, las demandas exceden la resistencia de diseño a cortante en las uniones viga-columna. Por el contrario, en las conexiones exteriores, las demandas de cortante no exceden las capacidades, teniendo hasta un 20% de margen en las conexiones más críticas. Para esta variante de diseño, debe notarse que únicamente en el marco de menor altura (4 niveles) no se cumple con los requisitos por fuerza cortante en las uniones viga-columna (interiores y exteriores); en donde la demanda a cortante resultó superior a la resistencia de diseño, obteniendo para los casos más críticos demandas que superan a las capacidades en hasta en un 80%.

Para el caso de los modelos tridimensionales la revisión de las uniones viga-columna resultó ser mucho más crítica que para los modelos bidimensionales, esto asociado a que en los modelos en 3D se toman en cuenta efectos no considerados en los modelos en 2D, por ejemplo: los efectos bidireccionales y efectos de torsión. En este caso para cada uno de los modelos estudiados en la variante OC (4, 8, y 12 niveles), existen tanto conexiones interiores como exteriores en que la resistencia a cortante es insuficiente.

Por lo anterior, los análisis estáticos no lineales (capítulo 7), se realizaron únicamente a los modelos tridimensionales, con el fin de obtener resultados asociados a los casos más críticos.

De los análisis estáticos no lineales de los modelos tridimensionales de concreto reforzado, se obtuvieron diferencias significativas en los modelos OC respecto a los RC, obteniéndose estructuras con menor capacidad de deformación inelástica para los modelos OC, tanto a

nivel global como de entrepiso, con variaciones mayores al 20% con respecto a los modelos RC. Asimismo, pueden existir variaciones en las estimaciones de factores de reducción por sobrerresistencia, pues existen variaciones en los niveles de resistencia última desarrollada.

De lo anterior, se observa que es altamente recomendable realizar siempre el diseño de las conexiones viga-columna durante el proceso de diseño estructural en sistemas con base en marcos de concreto reforzado, ya que al no hacerlo, podrían diseñarse estructuras por debajo de sus capacidades esperadas, afectando los estados límite de servicio, o en el peor de los casos podría ponerse en riesgo a la estructura ante una falla frágil que limite su respuesta al ser sometida a fuerzas sísmicas intensas, provocando el colapso, como ha ocurrido en varios eventos sísmicos intensos en diversas partes del mundo. Además de lo anterior, al no realizar el diseño de las conexiones se promueve la construcción de estructuras con menor resistencia, y claramente se estaría incurriendo en el incumplimiento de un requisito básico de las NTC-04 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Finalmente, se considera que la metodología de diseño empleada en esta tesis: diseño de vigas – diseño de conexiones viga-columna – diseño de columnas, en el orden mencionado, es recomendable con el fin de garantizar un mecanismo de colapso de columna fuerte-viga débil, congruente con la filosofía reglamentaria. Además, con esta simple estrategia de diseño se puede evitar realizar trabajo adicional derivado del posible requerimiento del rediseño de dimensiones de secciones transversales.

## REFERENCIAS

- Alcocer, S. M. (1994). Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Uniones de elementos. *1er curso Seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra CENAPRED-JICA, sección 4* (págs. 271 - 283). Centro de Atención de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería.
- Bonacci, J., & Alcocer, S. (2002). *Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*. Reported by Joint ACI-ASCE Committee 352.
- Calvi, G. M., Magenes, G., & Pampanin, S. (2002). Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment. *Journal of Earthquake Engineering* 6, *Special Issue 1*, 75-100.
- Computer y Structures, I. (2013). *Etabs Version 13.1.4*. Structural and Earthquake Engineering Software.
- FEMA-273. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* (FEMA publication 273 ed.). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, Octubre.
- Godínez, E. A. (2013). Comunicación personal.
- Godínez, E. A., & López, F. (2014). Importancia del diseño de las conexiones viga-columna en la capacidad sismorresistente de edificios dúctiles de concreto reforzado en México. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 19,2, 113-142.
- Godínez, E. A., & Tena, A. (2011). Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 85*, 61-102.
- González, Ó., & Robles, F. (2006). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. Cuarta edición, Noriega Editores.
- Horvilleur, J., & Cheema, M. (1994). Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas. *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, (págs. 244-259). Zacatecas, Zacatecas.

- Kim, J., & LaFave, J. (2007). Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections. *Engineering Structures* 29, 2523–2539.
- Kim, J., & LaFave, J. M. (2009). *Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading*. Department of Civil and Environmental Engineering; University of Illinois at Urbana-Champaign: Report No. NSEL-020.
- Kitayama, K., Otani, S., & Aoyama, H. (1991). Development of design criteria for RC interior beam-column joints. *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, ACI; p. 97 - 123.
- Miranda, E., & Ruiz, J. (2002). *Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites*. *Engineering Structures* 24. 1271-1281.
- Newmark, N., & Hall, W. (1982). *Earthquake spectra and design*. Monograph series. Earthquake engineering Research Institute. Oakland.
- NTCC. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- NTCCA. (2004). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- NTCDS. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Park, R., Priestley, M., & Gill, W. (1982). Ductility of square-confined concrete columns. *ASCE Journal of Structural Engineering* 108:4, 929-950.
- Prakash, V., Powell, G.H., & Fillipou. (1992). DRAIN-2DX: base program user guide. Report No. UBC/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- Rodríguez, M., & Botero, J. (1997). Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzos sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo. *Revista de Ingeniería Sísmica* 56, 9-27.
- Tena, A. (2007). *Análisis de estructuras con métodos matriciales*. Primera edición, editorial Limusa, septiembre.



Tena-Colunga, A., Mena-Hernández, U., Pérez-Rocha, L., Avilés, J., Ordaz, M., & Vilar, J. (2009). Updated seismic design guidelines for buildings of a model code of México. *25:4. Earthquake Spectra* 25:4, 869-898.

Téran , A. (2005). Consideraciones para establecer la resistencia lateral de diseño de estructuras ubicadas en la zona del lago del D.F. *Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, D.F., CDROM, documento No. VI-01, septiembre.

Wallace, J., & Moehle, J. (1989). *BIAX: A computer program for the analysis reinforced concrete sections*. Reporte No. UCB/SEMM-89/12: Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.