



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DEL IMPACTO EN EL DISEÑO
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
REFORZADO DE CAMBIOS PROPUESTOS A LA
RIGIDEZ FLEXIONANTE EN EL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO
FEDERAL**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

LUIS ALBERTO VELÁZQUEZ ORTEGA

DIRECTOR DE TESIS: DR ÓSCAR MANUEL GONZÁLEZ CUEVAS

MÉXICO, D.F.

ENERO DE 2016

ÍNDICE

PÁGINA

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES TEÓRICOS Y OBJETIVOS DE LA TESIS	1
---	---

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA	10
-------------	----

- 2.1. Estructuras Propuestas 10
- 2.2. Análisis Estructural 14
 - 2.2.1. Diseño Sísmico en Zonas de Alta Sismicidad Empleando Q igual a 2 15
- 2.3. Volúmenes de Obra 15
- 2.4. Evaluación del Impacto 16

CAPÍTULO III

VALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	17
---	----

- 3.1. NTC-C (2004) 17
- 3.2. NTC-C Revisión (2012) 18
- 3.3. Khuntia y Ghosh (2004) 19
 - 3.3.1. Columnas 19
 - 3.3.2. Vigas 22
- 3.4. Elwood y Eberhard (2007) 25
- 3.5. Rodríguez y Restrepo (2012) 27

CAPÍTULO IV

ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS	29
-------------------------------	----

- 4.1. Análisis estático y dinámico 29
- 4.2. Factor de comportamiento sísmico 29
- 4.3. Análisis dinámico 31
- 4.3.1. Análisis modal 32

CAPÍTULO V

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 34

- 5.1. Flexión 35
- 5.2. Flexocompresión 36
- 5.3. Cortante 37

CAPÍTULO VI

PREDIMENSIONAMIENTO 41

- 6.1. Estructuración 41
- 6.2. Secciones Preliminares 41
- 6.2.1. Predimensionamiento de Vigas 42
- 6.2.2. Predimensionamiento de Columnas 43
- 6.2.3. Predimensionamiento de la Losa 45

CAPÍTULO VII

RESULTADOS, REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES DE ENTREPISOS 47

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 56

REFERENCIAS 57

APÉNDICES 57

- APÉNDICE A, LISTA DE FIGURAS Y TABLAS 57
- APÉNDICE B, ELEMENTOS MÉCANICOS, DESPLAZAMIENTOS LATERALES, DISTORSIONES DE ENTREPISO Y VOLÚMENENES DE CONCRETO NECESARIOS PARA CUMPLIR CON LOS REQUISITOS MÍNIMOS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL, PARA CADA PROPUESTA DEL VALOR DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA DE COLUMNAS Y VIGAS 59

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES TEÓRICOS Y OBJETIVOS DE LA TESIS

Una estrategia para considerar la no linealidad del concreto reforzado consiste en expresar su comportamiento en términos de la relación momento-curvatura. Antes de presentar cómo puede obtenerse esta relación, se recuerdan algunos conceptos básicos de la teoría de la viga elástica, o sea, de una viga de material con comportamiento lineal y elástico, como la mostrada en la figura 1.1.a y 1.1 b.

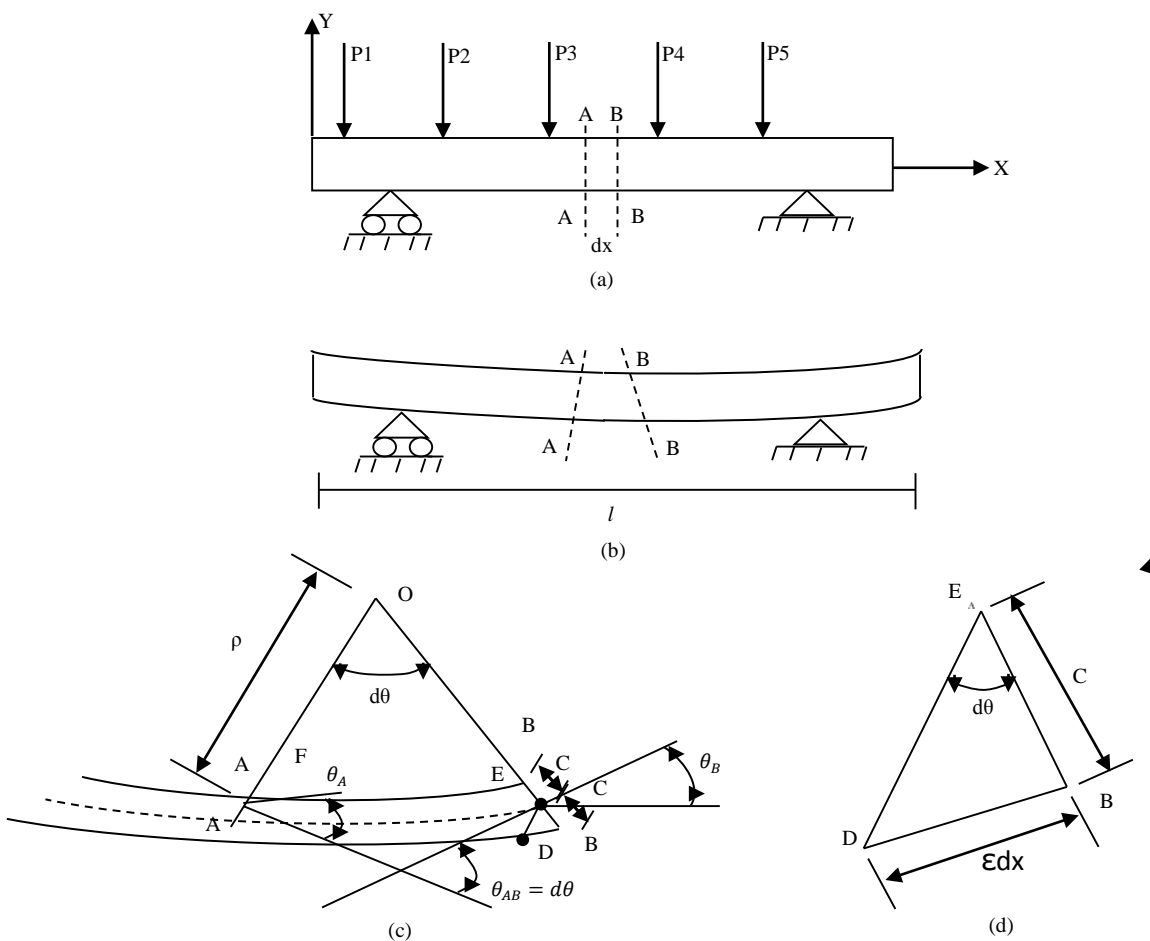


Figura 1.1 Deformaciones entre dos secciones de una viga elástica
(González Cuevas, 2002, figura 3.3, pp.100)

Esta teoría supone que al deformarse la viga sus secciones transversales continúan siendo planas, hipótesis conocida como de Euler-Bernoulli. Por lo que en la figura 1.1.b, donde se muestra la viga deformada, se indica que las secciones A-A y B-B ya no son paralelas, pero siguen siendo planas por lo que se representan con dos líneas rectas.

La figura 1.1.c, muestra en forma ampliada el tramo de viga comprendido entre las secciones A-A y B-B. El ángulo que forman las tangentes en ambas secciones es θ_{AB} que se representa por $d\theta$ ya que las secciones están separadas una distancia diferencial. Este ángulo es igual al formado por las rectas

que pasan por las secciones A-A y B-B al intersectarse en el punto O. Al examinar la figura 1.1.d, el triángulo EBD formado al trazar por el punto E una paralela a A-A, el lado DB representa el alargamiento que sufre la fibra inferior de la viga por efecto de la deformación. Su magnitud es igual a la deformación unitaria por la longitud original entre las dos secciones transversales, o sea que $DB = \epsilon dx$. La deformación unitaria, a su vez es igual al esfuerzo f , dividido entre el módulo de elasticidad del material E , de acuerdo con la Ley de Hooke. Por lo tanto, a partir de las figuras 1.1.c y 1.1.d, en la teoría de la viga elástica se obtienen las siguientes relaciones: (González Cuevas, 2002, 3.1 - 3.18, pp. 101-102)

$$DB = \frac{f dx}{E} \quad (1.1)$$

En la ecuación 1.1, el esfuerzo f , puede ser calculado con la fórmula de la flexión o fórmula de la escuradía como:

$$f = \frac{Mc}{I} \quad (1.2)$$

Donde M es el momento flexionante en la sección, c es la distancia del eje neutro a la fibra más alejada e I es el momento de inercia. Sustituyendo la ecuación 1.2 en 1.1, se tiene que:

$$DB = \frac{Mc}{EI} dx \quad (1.3)$$

Al observar la figura 1.1.d, y tomando en cuenta que las deformaciones son pequeñas, se tiene que:

$$d\theta = \frac{DB}{EB} \quad (1.4)$$

Y al sustituir la ecuación 1.3 en la ecuación 1.4, y al observar en la figura 1.1.c que $EB = c$.

$$d\theta = \frac{M}{EI} dx \quad (1.5)$$

Como la distancia entre A-A y B-B es dx , al observar la figura 1.1.c, se puede plantear la siguiente ecuación:

$$d\theta = \frac{dx}{\rho} \quad (1.6)$$

Donde ρ es el radio de curvatura. Al sustituir la ecuación 1.6 en la ecuación 1.5:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (1.7)$$

El radio de curvatura es el recíproco de la curvatura, la cual se define como la razón de la variación de la dirección de una curva entre dos puntos de la misma. Si la dirección de la viga elástica en la sección A-A es θ_A y en la sección B-B es θ_B , figura 1.1.c, el cambio de dirección es $\theta_{AB} = d\theta$ y la razón de la variación es igual a este cambio angular entre la longitud del arco FE, que se representa como ds , Por lo tanto, si la curvatura se representa con la letra ϕ , su valor será:

$$\phi = \frac{d\theta}{ds} \quad (1.8)$$

Ahora bien, la tangente del ángulo θ en cualquier punto es la pendiente de la curva:

$$\tan\theta = \frac{dy}{dx} \quad (1.9)$$

Al derivar ambos lados de la ecuación 1.9:

$$\frac{d(\tan\theta)}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad (1.10)$$

$$\frac{d(\tan\theta)}{dx} = \sec^2\theta \frac{d\theta}{dx}$$

$$\sec^2\theta = 1 + \tan^2\theta,$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = (1 + \tan^2\theta) \frac{d\theta}{dx} \quad (1.11)$$

Y con la ecuación 1.9:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \frac{d\theta}{dx} \quad (1.12)$$

Al despejar $\frac{d\theta}{dx}$:

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2y/dx^2}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]} \quad (1.13)$$

Si los arcos son pequeños, su longitud se puede calcular por el teorema de Pitágoras como:

$$ds^2 = dx^2 + dy^2$$

Con esto se deduce:

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)^2 = 1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2$$

$$\frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad (1.14)$$

Al dividir la ecuación 1.13 entre la ecuación 1.14 y tomando en cuenta la definición de curvatura de la ecuación 1.8, así como la de radio de curvatura, que es recíproco de la curvatura:

$$\phi = \frac{1}{\rho} = \frac{d^2y/dx^2}{\left[1 + \left(dy/dx\right)^2\right]^{3/2}} \quad (1.15)$$

Si las deformaciones son pequeñas como se está suponiendo, el término dy/dx , que representa la pendiente de la curva, es pequeño en comparación con la unidad por lo que su cuadrado es aún más pequeño. Por lo que el denominador de la ecuación 1.15 se puede aproximar a la unidad. Haciendo esta simplificación y sustituyendo este valor de $1/\rho$ en la ecuación 1.7 se obtiene:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (1.16)$$

Las ecuaciones 1.5 y 1.16 permiten obtener, por integración, la rotación, θ , y la deflexión, y , en cualquier punto de una viga, para un valor determinado de x . Integrando las ecuaciones 1.5, o una vez la ecuación 1.16, se obtiene:

$$\theta = \int \frac{M}{EI} dx \quad (1.17)$$

Y al integrar dos veces la ecuación 1.16:

$$y = \Delta = \int \int \frac{M}{EI} dx \quad (1.18)$$

Estas dos ecuaciones permiten obtener las deformaciones de una viga elástica en función del momento M , que generalmente es función de x , aunque en algún caso puede ser constante. El módulo de elasticidad E es también constante en la mayoría de los casos a lo largo de la viga. El momento de

inercia I es constante si la sección transversal de la viga es constante en todo lo largo; si éste no fuera el caso, debe expresarse también como función de x . Estas ecuaciones solo son válidas para deformaciones pequeñas producidas exclusivamente por flexión, y para vigas de comportamiento lineal y elástico, de acuerdo a las hipótesis hechas durante su deducción.

En estos principios fundamentales se basan los métodos usuales para calcular rotaciones y deflexiones en elementos estructurales de comportamiento lineal, como el de los teoremas de Mohr o teoremas área-momento, y el método de la viga conjugada. En estos métodos se carga la viga, o su viga conjugada, con el diagrama de momentos flexionantes dividido entre EI , o sea, M/EI , y en vez de integrar como se haría con las ecuaciones 1.17 y 1.18, se aplican los teoremas o las relaciones de la viga conjugada (González Cuevas, 2002, pp. 100 a 141).

Cuando la viga o el elemento estructural no está constituida por un material de comportamiento lineal y elástico, el término EI varía con el nivel de carga, como es el caso de los elementos de concreto reforzado en los que el valor de EI depende del agrietamiento y otros factores. Lo que se puede hacer en estos casos es aplicar la ecuación 1.7 sustituyendo el término M/EI por la curvatura ϕ . Si las rotaciones y deflexiones se obtienen por integración con las ecuaciones 1.17 y 1.18, se integra la ecuación de la curvatura a lo largo del elemento estructural, y si se aplican los teoremas de Mohr o de la viga conjugada, se carga la viga con el diagrama de curvaturas en vez del diagrama de M/EI . Este método implica determinar previamente cuánto vale la curvatura en una sección transversal del elemento estructural para determinada carga o para determinado momento flexionante que deba resistir esa sección. Si se hace esta determinación para distintos valores del momento flexionante, se obtiene lo que se llama un diagrama momento-curvatura, que para elementos dúctiles tiene la forma mostrada de manera aproximada en la figura 1.2.a, mientras que para elementos de comportamiento frágil tiene la forma de la figura 1.2.b. Enseguida se muestra cómo puede obtenerse analíticamente un diagrama momento-curvatura o $M-\phi$.

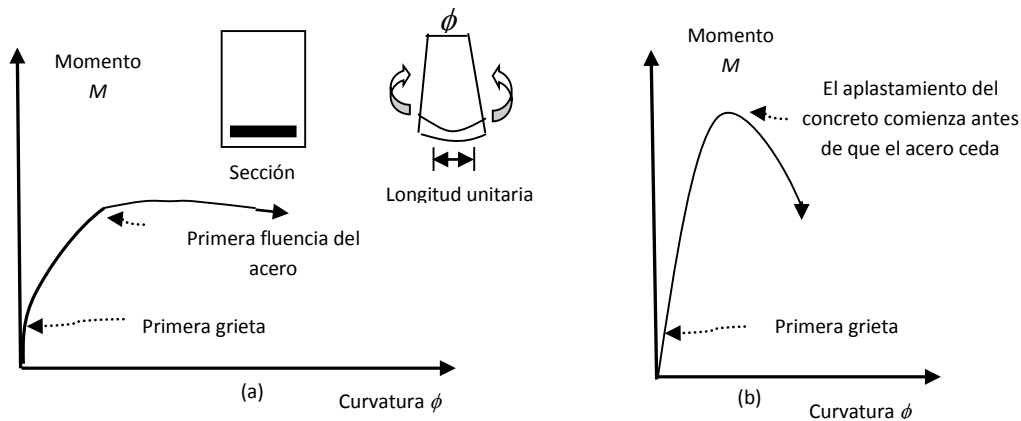


Figura 1.2 Relaciones momento-curvatura para secciones de viga simplemente reforzadas. a) Sección que falla a tensión, $\rho < \rho_b$. b) Sección que falla a compresión, $\rho > \rho_b$ (Park, 1983, figura 6.3, pp. 204)

La figura 1.2 muestra dos gráficas $M - \phi$ para vigas simplemente reforzadas que fallan en tensión y compresión. Ambas curvas son lineales en las etapas iniciales, donde la ecuación de la elástica;

$$EI = M/\phi \quad (1.19)$$

(Park, 1983, 6.2, pp. 204)

proporciona la relación entre el momento M y la curvatura ϕ en el que EI es la rigidez a flexión de la sección. Al aumentar el momento, el agrietamiento del concreto reduce la rigidez a flexión de las secciones; esta reducción es mayor para una sección reforzada ligeramente que para una sección reforzada más fuertemente. El comportamiento de la sección después del agrietamiento depende principalmente de la cuantía de acero. Las secciones reforzadas ligeramente (figura 1.2.a) producen una curva prácticamente lineal de $M - \phi$ hasta el punto de cedencia del acero; cuando éste cede, ocurre un aumento grande en la curvatura a momento flexionante casi constante, y el momento se eleva lentamente hasta un máximo debido a un aumento en el brazo de palanca interno, y luego decrece. Por otra parte en secciones fuertemente reforzadas (figura 1.2.b), la curva $M - \phi$ deja de ser lineal cuando el concreto entra a la parte inelástica de la relación esfuerzo – deformación, y la falla puede ser bastante frágil, a menos de que el concreto sea confinado mediante estribos cerrados con una separación pequeña entre ellos. Si no se confina el concreto, éste se aplasta a una curvatura relativamente pequeña antes de que ceda el acero, ocasionando una disminución inmediata en la capacidad de tomar momentos. Por lo que en la práctica, para asegurar el comportamiento dúctil siempre se utiliza en las vigas cuantías de acero inferiores al valor de la cuantía balanceada.

La relación momento – curvatura para una viga, en que cede el acero a tensión, puede ser idealizada por la relación trilineal presentada en la figura 1.3.a. La primera etapa es hasta el primer agrietamiento, la segunda, a la cedencia del acero a tensión y la tercera, al límite de la deformación útil en el concreto. En muchos casos es suficientemente preciso idealizar la curva todavía más hasta cualquiera de las dos relaciones bilineales mostradas en la figura 1.3.b y 1.3.c, que proporcionan grados sucesivos de aproximación. La figura 1.3.a es una curva virgen idealizada que representa el comportamiento a la primera carga. Una vez que se desarrollan las grietas, como sucede en la mayoría de las vigas bajo cargas de servicio, la relación $M - \phi$ es casi lineal desde la carga cero hasta el inicio o arranque de la cedencia. En consecuencia, las curvas bilineales de las figs. 1.3.b y 1.3.c son buenas aproximaciones para vigas inicialmente agrietadas.

El término $1/EI$ es equivalente a ϕ , pero como ϕ varía con el valor de M , ya no se puede considerar constante a lo largo de un elemento estructural como en los análisis elásticos.

Partiendo de los diagramas $M - \phi$ pueden obtenerse diagramas $M - \theta$ y $M - \Delta$, aunque para estimar las deflexiones y rotaciones se presenta otra complicación debido a que la formación de grietas inclinadas produce que la curvatura de una sección dada se propague o extienda a las secciones vecinas.

Se puede calcular la rotación y deflexión de un miembro integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la relación proporciona la rotación entre dos puntos cualesquiera A y B del miembro, en que dx es un elemento de longitud diferencial del miembro.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx \quad (1.20)$$

La figura 1.4, muestra un voladizo con deformación debida a la rotación $d\theta$ en el elemento de longitud dx solamente. La rotación $d\theta$ es igual a ϕdx , en que ϕ es la curvatura en el elemento. La deflexión $d\Delta$ en el punto A desde la tangente al eje del miembro en el extremo empotrado B, debido a la rotación $d\theta$ entre los extremos del elemento, es $x d\theta$ ó $x \phi dx$. En consecuencia, la deflexión transversal del punto A desde la tangente al eje del miembro en el punto B debido a la curvatura a lo largo de toda la longitud del miembro entre esos puntos está dada por la ecuación 1.21 en la cual x es la distancia del elemento dx desde A.

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \phi dx \quad (1.21)$$

Las ecuaciones 1.20 y 1.21 son generalizaciones de los teoremas área momento y se aplican si están involucradas curvaturas elásticas o plásticas.

Se pueden utilizar estas dos ecuaciones para calcular las rotaciones y deflexiones de los miembros cuando se conocen las relaciones momento – curvatura. Estas ecuaciones ignoran el efecto del aumento en rigidez de los miembros, debido a la tensión que transmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al cortante y por el deslizamiento de adherencia del refuerzo.

Los análisis inelásticos pueden ser llevados a cabo utilizando los conceptos anteriores, pero aunque son más precisos, resultan todavía muy elaborados para su empleo cotidiano. Esta es la razón por la cual los reglamentos de construcción permiten analizar a las estructuras de concreto reforzado usando análisis elásticos, pero con valores de EI que consideran la etapa de carga para la que se lleva a cabo el análisis, ya que como se vio, este valor depende de dicha etapa. La mayoría de los reglamentos actuales adoptan esta estrategia y especifican valores que llaman de $EI_{efectiva}$.

Recientemente se han llevado a cabo diversas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, para establecer valores de $EI_{efectiva}$ que representen adecuadamente el comportamiento inelástico de elementos de concreto reforzado, y con base en estas investigaciones se han propuesto cambios a los valores especificados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Actualmente se están revisando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de

Concreto (NTC-C) y uno de los cambios propuestos se refiere precisamente a los valores de la rigidez efectiva en estas estructuras ($EI_{efectiva}$) o EI_e

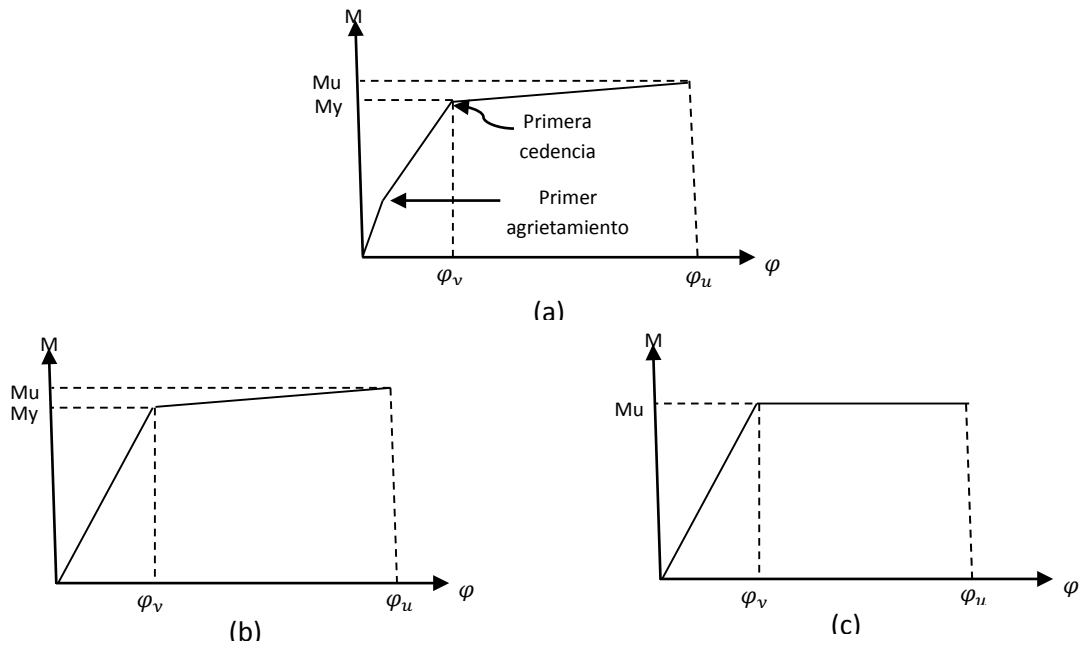


Figura 1.3 Curvas idealizadas momento - curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a tensión. (Park, 1983, figura 6.4, pp. 206)

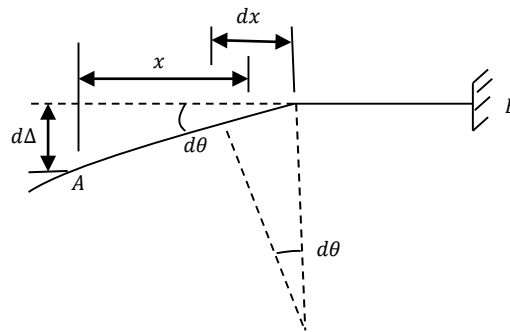


Figura 1.4. Deflexión debida a deformación por flexión de un elemento. (Park, 1983, figura 6.21, pp. 245)

A la par de estos cambios en las NTC-C, hay que tomar en cuenta que también las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S) están cambiando, ya que el Apéndice A el cual se refiere a la Interacción Suelo-Estructura formaría parte del Cuerpo Principal de dichas Normas y estos cambios influirán en las acciones con las que se diseñarán las estructuras. Por esta razón se sugiere como estudios futuros la evaluación en la repercusión de los cambios en ambas normas en el diseño de Estructuras de Concreto Reforzado.

Este trabajo tiene como objetivo principal, evaluar el impacto de los cambios relativos de la rigidez flexionante de miembros de concreto reforzado en el diseño de Estructuras de Concreto Reforzado y su efecto en las deformaciones laterales de éstas.

Los objetivos específicos para este trabajo son:

- Analizar dos tipos de estructuras, utilizando diversas propuestas para calcular los valores de EI_e NTC-C (2004), NTC-C Revisión (2012), propuesta de Khuntia y Gosh (2004), propuesta de Elwood y Eberhard (2007) y propuesta de Rodríguez y Retrepo (2012).
- Diseñar estas estructuras con las NTC-S 2004.
- Comparar las estructuras diseñadas con los criterios anteriores en términos de los volúmenes de materiales, específicamente el concreto utilizado, resultante de los diseños y de los desplazamientos laterales que se obtengan con las distintas propuestas para el cálculo de EI_e .
- Con los resultados obtenidos, calibrar el impacto de las modificaciones que se están proponiendo a las NTC-C Revisión (2012).

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

La metodología que se ha seguido para realizar este estudio consiste de los siguientes pasos.

- a) Planteamiento de dos estructuras de concreto reforzado con distintos números de crujías, longitudes de los claros y diferentes números de pisos.
- b) Análisis de estas estructuras con las cargas vivas, muertas y accidentales establecidas en las NTC2004 (Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones) y con las distintas propuestas para estimar las rigideces efectivas, EI_e , mencionadas en el capítulo I.
- c) Dimensionamiento de las estructuras con las disposiciones de las NTC-C 2004 y en la propuesta de NTC-C 2012.
- d) Determinación de los volúmenes de concreto para cada estructura e hipótesis de análisis.
- e) Comparación de los volúmenes de materiales y del impacto de los cambios propuestos a las NTC 2012.

2.1. ESTRUCTURAS PROPUESTAS

Para llevar a cabo este trabajo, se eligieron dos Modelos de Estructuras de Concreto Reforzado (Modelo A, figura 2.1 y Modelo B, figura 2.2) que fueran representativos de edificaciones en la industria de la construcción.

Modelo A

Estructura de Concreto Reforzado, a base de columnas de sección transversal rectangular (Figura 6.3) y vigas de sección transversal "T" (Figura 6.2). Las dimensiones mostradas en estas figuras son tentativas y se usan para iniciar los ciclos de análisis descritos en los incisos b) a d) anteriores.

- Figura 2.1.a, Modelo A, marco de cuatro niveles, con una altura en planta baja de 4m y alturas de entrepiso de 3m.
- Figura 2.1.b, Se muestra al Modelo A en elevación, el cual en su dirección larga consta de 6 crujías, con claros de 6m cada una.
- Figura 2.1.c, Se muestra al Modelo A en elevación, el cual en su dirección corta consta de 2 crujías, con claros de 5m cada una.

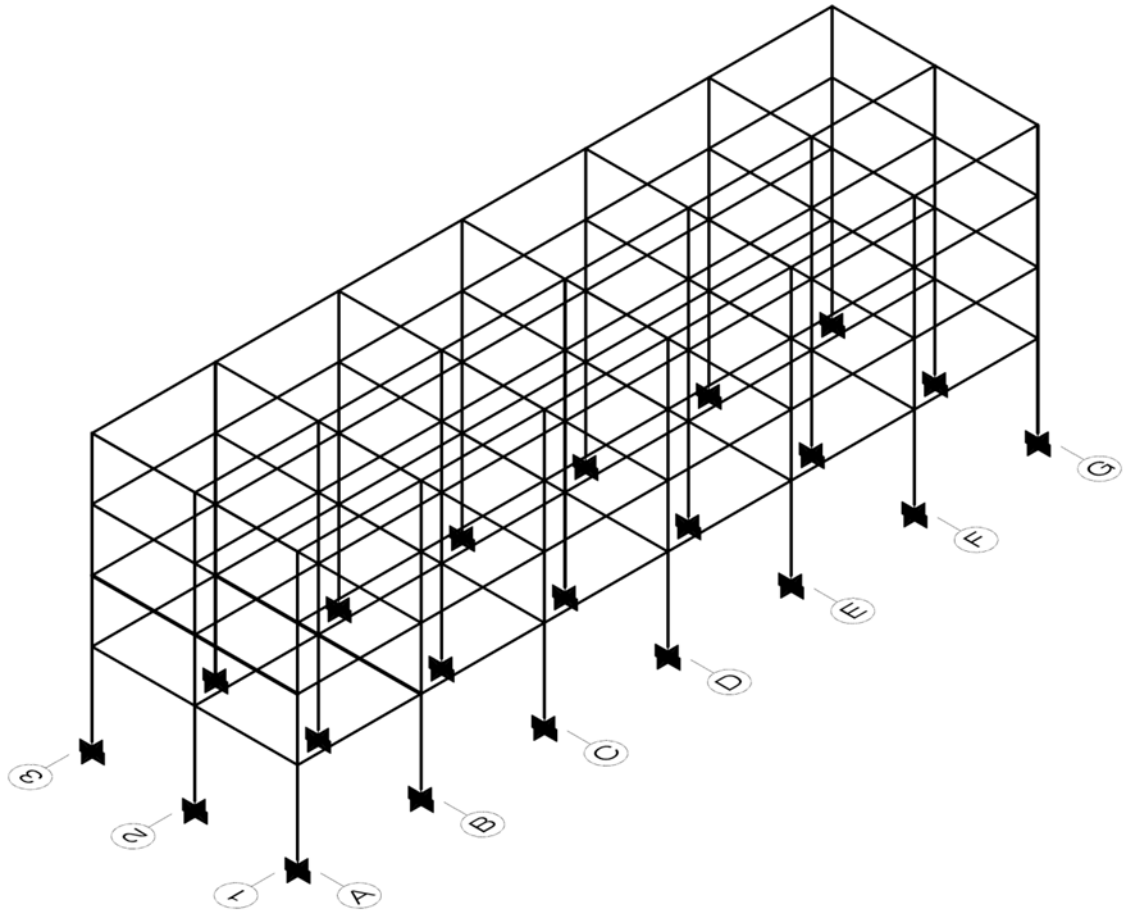


Figura 2.1.a, Estructura tipo, Modelo A

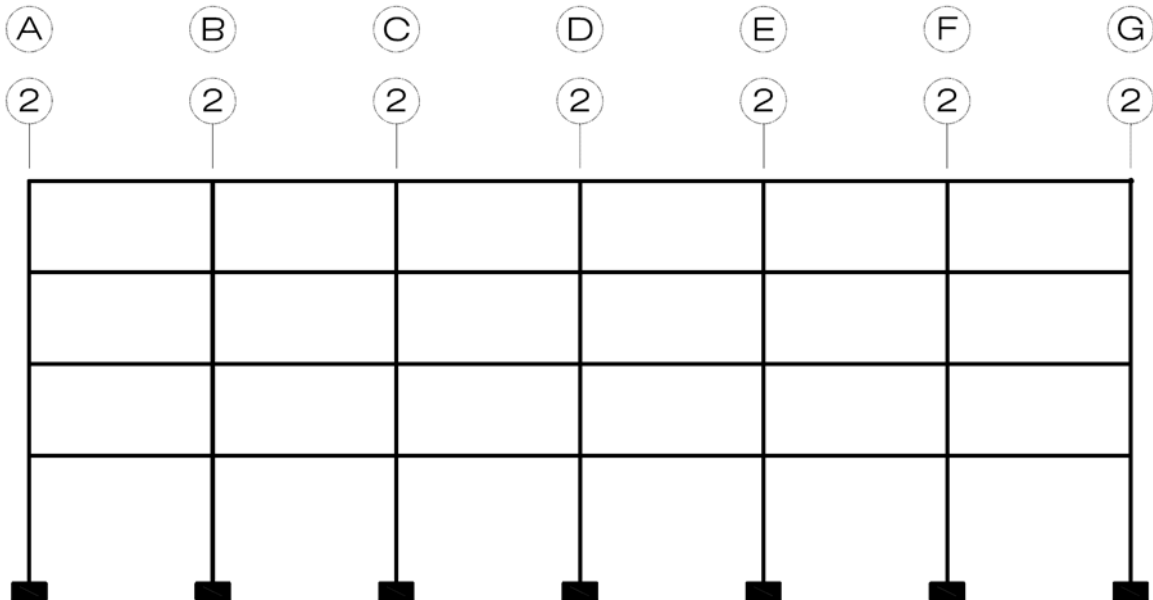


Figura 2.1.b, Dirección larga de la estructura Modelo A

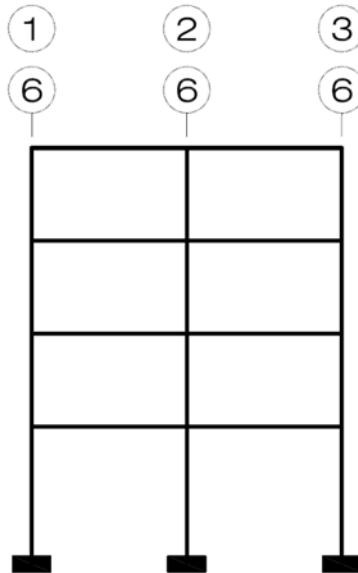


Figura 2.1.c, Dirección corta de la estructura Modelo A

Modelo B

Estructura de Concreto Reforzado, a base de columnas de sección transversal rectangular y vigas de sección transversal "T"

- Figura 2.2.a, Modelo B, marco de diez niveles, con una altura en su planta baja de 4.5m y alturas de entepiso de 3.5m
- Figura 2.2.b, se muestra al Modelo B en elevación, en su dirección larga consta de 3 crujiás con claros de 7m cada una.
- Figura 2.2.c, se muestra al Modelo B en elevación, en su dirección corta consta de 3 crujiás, con claros de 4m cada una.

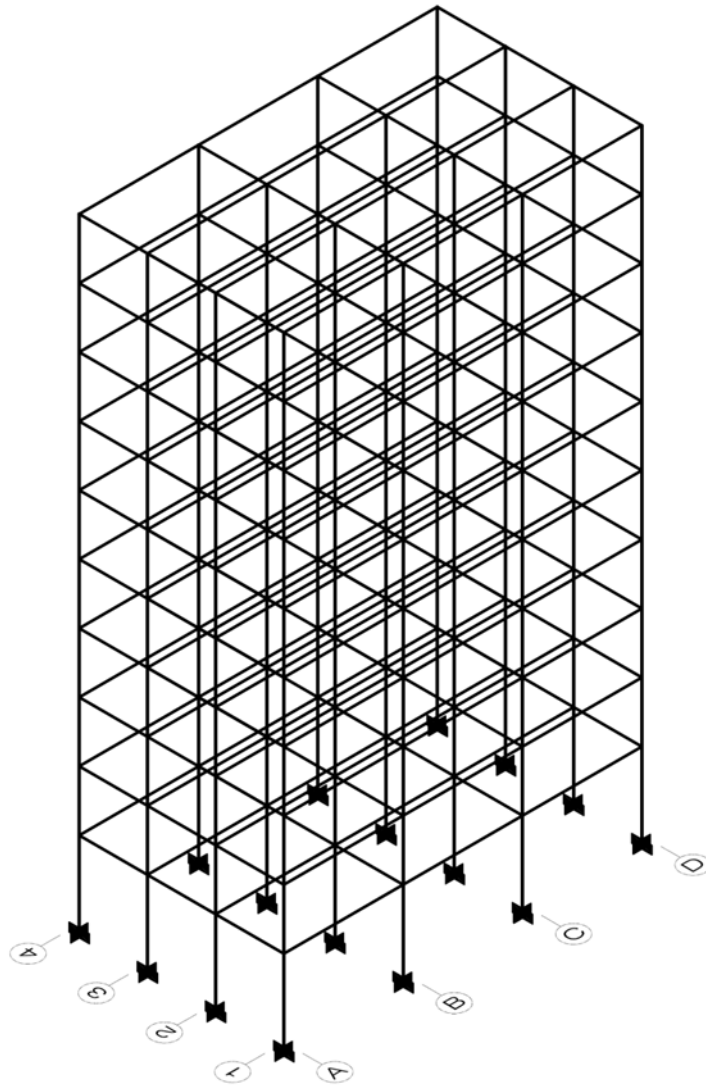


Figura 2.2.a, Estructura tipo, Modelo B

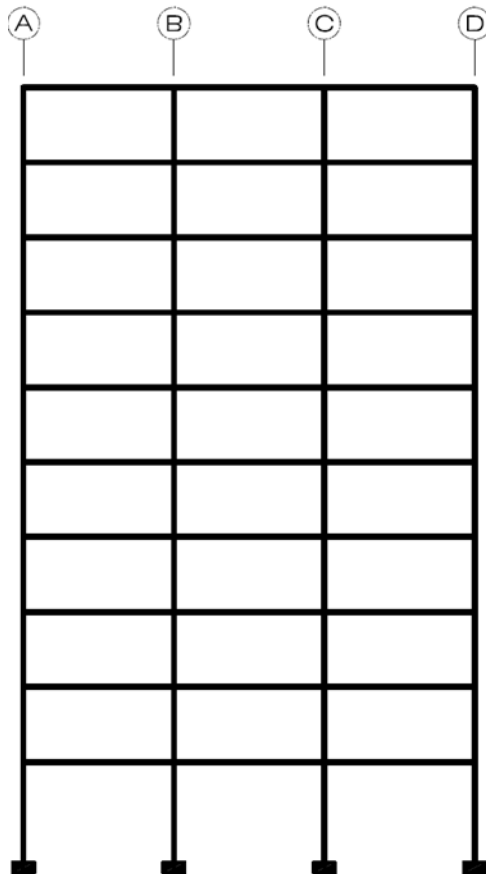


Figura 2.2.b, Dirección larga de la estructura Modelo B

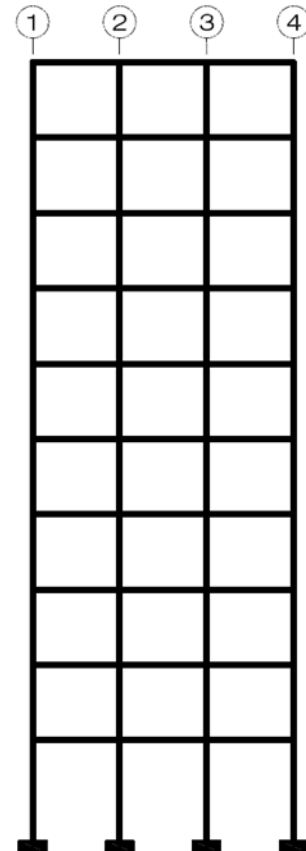


Figura 2.2.c, Dirección corta de la estructura Modelo B

2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las acciones de diseño que se consideraron para el análisis de los Modelos A y B, fueron tomadas de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2004).

Sección 2. (Acciones de Diseño)

- a) Acciones Permanentes
- b) Acciones Variables
- c) Acciones Accidentales

De acuerdo a la sección 2.3 de este reglamento, se utilizaron las combinaciones de estas acciones, correspondientes a la sección 2.3.a, 2.3.b y 2.3.c. Con sus respectivos Factores de Carga (FC) de acuerdo a la sección 3.4 del reglamento.

Para el diseño por sismo, se utilizó el Cuerpo Principal de las NTC-S (2004).

Para estos análisis, se empleó el Programa de Cómputo SAP2000_14, empleando Espectros de Diseño Sísmico con un Factor de Comportamiento Sísmico Q igual a 2 e igual a 4, justificándose estos dos últimos valores en la sección 2.2.1.

2.2.1. DISEÑO SÍSMICO EN ZONAS DE ALTA SISMICIDAD EMPLEANDO Q IGUAL A 2

Las NTC-S permiten en zonas de alta sismicidad en el Distrito Federal el empleo de estructuras diseñadas con Q igual a 2. Algunos ejemplos de zona de alta sismicidad serían la zona III en el DF, o parte de la costa del Pacífico. Los requisitos de confinamiento en zonas de posible formación de articulaciones plásticas en estructuras diseñadas con Q igual a 4, así como los requisitos de regularidad de la estructura, son más rigurosos que los requisitos para utilizar un Q igual a 2. Además, es conocido que la práctica de permitir estructuras no dúctiles la emplea también la versión del Manual de Obras Civiles de la CFE 1993 y su última versión (CFE 2008).

Esta práctica de emplear estructuras que no tienen un comportamiento dúctil en zonas de alta sismicidad es muy diferente a la de, por ejemplo, zonas de alta sismicidad en los Estados Unidos, donde de acuerdo con el reglamento respectivo, en dichas zonas no se permite el empleo de estructuras no dúctiles, es decir las que corresponderían a Q igual 2 de nuestro reglamento. Un ejemplo de esto, es que en zonas de alta sismicidad en Estados Unidos, para el caso de estructuras de concreto, solo se permite el diseño de estructuras que cumplan con el capítulo 21 del ACI 318-11, en el que se basa el capítulo 7 (*MARCOS DÚCTILES*) de las NTC-C. Estas disposiciones reglamentarias de no permitir estructuras no dúctiles en zonas de alta sismicidad de Estados Unidos, está basada en la incertidumbre de la predicción de las demandas sísmicas.

Un ejemplo claro en el DF de esta incertidumbre, es el caso de las acciones sísmicas experimentadas en 1985, las que fueron bastante mayores que las acciones sísmicas de diseño estipuladas en el reglamento vigente del DF de esa época. El problema es aún mayor si se considera el comportamiento observado en algunas estructuras diseñadas con Q igual a 2.

En nuestro país, en estructuras diseñadas con Q igual a 2 se permite soldar barras de refuerzo en zonas de posible formación de articulaciones plásticas de elementos estructurales, como trabes, columnas y muros. En la mayoría de estructuras de concreto reforzado en México, se emplea el acero de refuerzo que especifica la norma mexicana NMX-C-407-ONNCCE-2001 (Norma Oficial Mexicana 2001), la cual sigue las especificaciones de la ASTM A615 (ASTM 2009). El contenido de carbono en la composición química de la barra de refuerzo es el responsable de los cambios en la microestructura de la zona afectada por el calor en el proceso de soldadura y por la dificultad para la operación de ésta. El contenido de carbono en las barras de acero de refuerzo producidas en México es alto, lo que lleva a que las barras soldadas tengan poca capacidad de deformación. Un problema adicional que incide en la seguridad estructural de elementos de concreto reforzado en los que se emplean barras soldadas es la poca preparación de los soldadores y la deficiente supervisión del proceso, el cual se realiza generalmente en el lugar de la obra.

2.3. VOLÚMENES DE OBRA

Como se marca dentro de los objetivos específicos, el parámetro elegido para este trabajo es el volumen de concreto empleado en vigas y columnas de la estructura para cada diseño sin incluir la losa, es decir, para la estructura que resulto de cada valor de Rigidez a Flexión Efectiva EI_e .

2.4. EVALUACIÓN DEL IMPACTO

Con los resultados obtenidos de la sección anterior y los resultados de los desplazamientos laterales que se obtengan de las distintas propuestas para el cálculo de EI_e , de acuerdo a la sección 1.8 de las NTCS, 2004, calibrar el impacto de las modificaciones que se están proponiendo a las NTC C 2012, comparando los volúmenes de concreto resultantes para cada diseño.

CAPÍTULO III

VALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES

En este capítulo se presentan cinco distintas propuestas para calcular la rigidez a flexión efectiva de miembros estructurales de concreto EI_e : NTC-C (2004), NTC-C Revisión (2012), Khuntia y Ghosh (2004), Elwood y Eberhard (2007) y Rodríguez y Restrepo (2012). Todas estas propuestas tienen como objetivo tomar en cuenta de manera sencilla el efecto de la reducción de rigidez en elementos estructurales de concreto reforzado, causada por agrietamientos y deformaciones diferidas, sin necesidad de efectuar análisis inelásticos, que en rigor serían los apropiados, sino con análisis elásticos como los usados en los diseños usuales en la práctica. Como se explicó en el capítulo 1, la utilización de análisis elásticos implica el uso de rigideces a flexión reducidas.

En el caso de estructuras que no sufren desplazamientos laterales significativos, como marcos contraventeados o con muros de cortante, las acciones obtenidas en los análisis estructurales dependen principalmente de las rigideces relativas de los miembros y mientras se sigan hipótesis comunes para todos ellos, los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas normales no cambian mucho con las distintas suposiciones usadas para obtener las rigideces, desde luego si las hipótesis son razonables. Pero en estructuras con desplazamientos laterales significativos, los momentos $P-\Delta$ son grandes y dependen de los valores absolutos de las rigideces. Para estas estructuras, sí es importante tener métodos más refinados para calcular las rigideces, y poder estimar con más precisión los desplazamientos laterales de los cuales dependen los valores de los momentos $P-\Delta$. Esta es la razón para que distintos investigadores se hayan preocupado por determinar valores de las rigideces efectivas de elementos estructurales de concreto reforzado.

3.1. NTC-C (2004)

Antes de la edición 2004 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-C 2004, no había ninguna disposición reglamentaria referente a la manera de calcular las rigideces a flexión de los miembros estructurales, parámetro fundamental para llevar a cabo el análisis estructural. Estos análisis se hacían, casi en su totalidad, con métodos lineales y elásticos, ya que no se disponía comúnmente de programas para análisis inelásticos, salvo en algunas instituciones de investigación. Ante la falta de reglamentación, cada proyectista usaba sus propios criterios respecto a la rigidez de los elementos y a las secciones transversales, especialmente en vigas de sección T o L invertida.

Respecto al módulo de elasticidad, E , la práctica común, como hasta ahora, era usar el módulo de elasticidad del concreto, E_c , material predominante en el volumen total de los elementos, en comparación con el acero de refuerzo. Por lo que se refiere al momento de inercia, I , había quienes usaban, para las vigas, el de la sección rectangular, del lecho inferior de la viga al lecho superior de la losa cuando ésta se encontraba en la parte superior. Algunos hacían alguna reducción, a su buen juicio, a este momento de inercia para considerar de alguna manera el agrietamiento. Otros diseñadores consideraban una sección T o L, cuando la losa estaba en la parte superior de la trabe; algunos hacían algún ajuste para tomar en cuenta que en los apoyos el patín de la viga quedaba en la zona de tensión. Para las columnas, la práctica más común consistía en calcular el momento de inercia con la sección transversal gruesa. Aunque no existen datos de investigaciones sobre estas prácticas,

parece que la más común consistía en usar el momento de inercia de la sección rectangular para vigas, sin reducción por efecto del agrietamiento, y el de la sección gruesa de las columnas, también sin ninguna reducción.

En las NTC-C 2004 se incluyeron por primera vez disposiciones para calcular las rigideces a flexión que debían usarse en el análisis estructural; para las vigas agrietadas se especificó que I_e se calculara con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$); para las columnas se especificó que I_e se tomara como el momento de inercia total de la sección bruta en caso de que estas últimas no se encontraran agrietadas. No se incluye especificación alguna para columnas agrietadas.

Las disposiciones de las NTC-2004 se basaron en las del Reglamento ACI 2002, última publicación en ese momento. En este reglamento se especificaban momentos de inercia efectivos de $0.35I_g$ para vigas, $0.70I_g$ para columnas, $0.70I_g$ para muros no agrietados, $0.35I_g$ para muros agrietados y $0.25I_g$ para losas planas y placas planas. En los comentarios a este Reglamento se señala que estos valores fueron tomados de trabajos de MacGregor (1977), pero que los valores propuestos por este autor fueron reducidos de tal manera que son del orden de 0.80 a 0.85 de los originales. Estas reducciones se justificaban por la inclusión de un factor de reducción por inestabilidad general y porque las deflexiones de segundo orden se calculan con el módulo de elasticidad nominal del concreto, basado en f'_c , que es menor que el promedio real en la estructura. En las NTC 2004 no se incluyeron estas reducciones.

Es importante mencionar que en el Reglamento ACI 2002 las disposiciones anteriores para el momento de inercia efectivo se presentan en el capítulo de Efectos de Esbeltez. En el de capítulo de Rigidez sólo se menciona, en el comentario, que en el caso de estructuras contraventeadas las rigideces pueden calcularse con cualquier conjunto de hipótesis razonables y consistentes en el proceso de análisis y diseño (Sección 8.6). Mientras que para estructuras no contraventeadas, las deflexiones laterales son muy importantes por los momentos de segundo orden, y es necesario usar hipótesis más realistas para estimar los momentos de inercia efectivos. Para esto, recomienda los valores mencionados en el capítulo de Efectos de Esbeltez.

3.2. NTC-C REVISIÓN (2012)

Los valores de EI_e para vigas y para columnas se tomarán respectivamente como $0.5EI_g$ y $0.7EI_g$.

En el momento de elaborar las NTC 2012, ya se había publicado el Reglamento ACI 2011. En esta edición, ya aparece en el cuerpo principal del Reglamento un nuevo capítulo sobre Rigideces Efectivas para Calcular Desplazamientos Laterales. Señala el Reglamento que para calcular estos desplazamientos, se puede usar algún método de análisis elástico con rigideces reducidas o algún método más refinado que considere también la reducción de rigideces. Si se usan análisis elásticos, se especifican las rigideces efectivas del capítulo de Efectos de Esbeltez, o una reducción del 50% de los momentos de inercia de las secciones gruesas de todos los miembros estructurales. En el capítulo de Efectos de Esbeltez, a las disposiciones de la versión de 2002, se agregan ecuaciones más refinadas para estimar el momento de inercia efectivo, las cuales están basadas en las propuestas de Khuntia y Ghosh (2004) que se presentan en la siguiente sección de esta tesis.

En el Reglamento ACI 2012 también se establece que para calcular las deflexiones laterales bajo cargas de servicio, se pueden usar las rigideces efectivas para cargas laterales factorizadas, multiplicadas por un factor de 1.4. Esto para tomar en cuenta que para cargas de servicio, los elementos estructurales están menos agrietados.

Aunque se había anunciado que se publicaría una nueva versión de las NTC en el año 2012, esta no se ha publicado hasta ahora.

Los contenidos que se presentan en esta tesis como NTC C 2012 corresponden a los que se han propuesto a la fecha.

3.3. MADHU KHUNTIA Y S. K. GHOSH (2004)

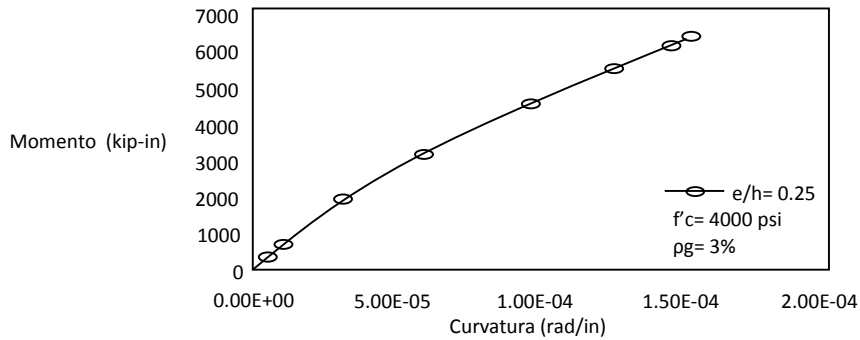
Estos autores, Kunthia (2004), llevaron a cabo estudios paramétricos en los que para distintos valores de las deformaciones unitarias, determinaban analíticamente la curvatura de una sección transversal y los momentos flexionantes internos, así como las cargas axiales que pudiesen existir en el caso de columnas. El procedimiento para llevar a cabo estos cálculos está bien establecido y puede consultarse en Kligner (2007) o González Cuevas (Comportamiento de Estructuras de Concreto, notas de clase). En la figura 3.1 se muestra un diagrama típico momento curvatura.

3.3.1. Columnas

Mediante estudios paramétricos llevados a cabo para determinar la influencia de diversos parámetros sobre la EI_e de columnas de concreto reforzado, estos investigadores llegaron a la conclusión de que cuatro variables son muy importantes en la estimación apropiada del valor de EI_e en columnas de concreto reforzado: la relación de refuerzo ($1 \leq \rho \leq 3 \%$), la resistencia a compresión del concreto f'_c , la relación de carga axial P/P_0 y la relación de excentricidad e/h ó M/Ph .

En el estudio paramétrico, el momento de inercia efectivo se calculó de la siguiente manera. Primero se determinó el diagrama momento-curvatura hasta el punto en que fluía el acero de refuerzo. Después se calculó la relación entre el momento flexionante y la curvatura ($EI_e = M/\phi$), en ese punto. Así, en la figura 3.1, se muestra el diagrama momento-curvatura de una de las columnas analizadas; el valor de EI_e es el cociente del valor de M y el valor de ϕ para el último punto de la derecha. A continuación se obtuvo el cociente $(EI_e) / (EI_g)$, donde EI_g es la rigidez de la sección gruesa, y así se determinó el factor por el que debe multiplicarse I_g para obtener I_e . Este procedimiento se llevó a cabo analíticamente para un gran número de columnas, en las que se varió la forma de la sección, la configuración y el porcentaje de acero de refuerzo, la excentricidad de la carga, la relación de la carga axial aplicada entre la resistencia a carga axial pura, y la resistencia del concreto. De esta manera se estableció la influencia de los diversos parámetros estudiados sobre el valor del momento de inercia efectivo. Se debe destacar que la magnitud del EI_e se calculó hasta la fluencia del refuerzo a tensión debido a que este valor disminuye drásticamente después de la fluencia del acero. Además, el refuerzo en los extremos de una columna es muy poco probable que fluya en una estructura diseñada bajo el concepto de columna fuerte, viga débil.

Como un ejemplo de los resultados obtenidos se presenta la figura 3.2, en la que se puede ver la variación de la relación $(EI_e) / (EI_g)$ para diferentes valores de P_u/P_0 y de e/h .



(a)

Figura 3.1 Relación momento-curvatura para una columna típica de concreto reforzado consideradas en el estudio paramétrico (para relaciones e/h de 0.25 y relación de refuerzo de 3%) ACI Structural Journal/May-June 2004.

Los análisis paramétricos realizados muestran que el momento de inercia efectivo de una columna depende mayormente de tres factores.

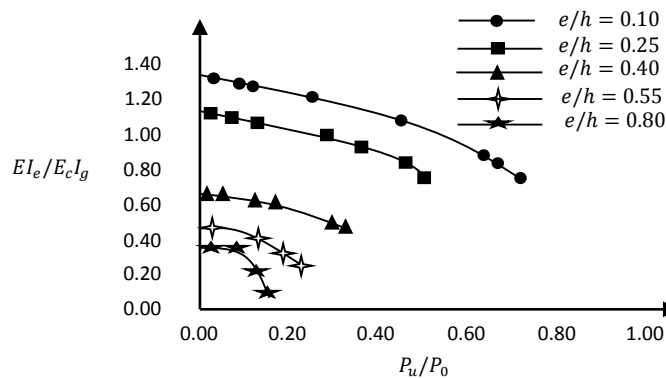


Figura 3.2. Influencia de la relación de excentricidad y relación de carga axial sobre el momento de inercia efectivo I_e de columnas ($\rho_g = 1\%$ y $f'_c = 4000 \text{ psi}$). ACI Structural Journal/May-June 2004

- **Influencia de la relación de refuerzo ρ_g :** Cuando el área de acero bruto aumenta, para una profundidad del eje neutro en particular, la carga axial y el momento flexionante correspondiente se incrementa para cualquier relación de P_u/P_0 y de e/h . Por lo tanto el valor de EI_e (obtenido de la relación de M/ϕ ec. (1.19)) es mayor para columnas con mayor relación de acero. EI_e de cualquier columna siempre será mayor para mayores relaciones de refuerzo para cualquier relación de carga axial y cualquier relación de excentricidad.
- **Influencia de la relación de excentricidad e/h :** este es el segundo factor más importante que afecta el valor de EI de una columna. Para columnas con relaciones altas de e/h ó M/Ph , el momento flexionante es mayor para una carga axial dada, lo que lleva a un aumento de la longitud del miembro agrietada por flexión y una reducción en el valor de EI efectiva de la sección. La reducción de EI_e debido al aumento de la relación e/h , además de Khuntia y Ghosh (2004) también fue analizada y reportada por Mirza (1990) y Lloyd y Rangman (1996). La figura 3.2 muestra que para cualquier relación de carga axial (P_u/P_0), EI_e decrece con el

incremento de e/h . Para relaciones de e/h por encima de 0.8 se puede tratar a la columna como viga, ya que la carga axial factorizada nunca excede de $0.1A_g f'_c$.

- *Influencia de la relación P_u/P_0* : Cuando la carga axial P_u se incrementa, la profundidad de las grietas debidas a la flexión decrecen. Por lo tanto, se esperaría que la EI efectiva de una columna debería incrementarse con P_u/P_0 . Sin embargo los análisis realizados por Khuntia y Ghosh (2004) muestran que para una relación dada de e/h , cuando P_u (y su correspondiente M_u) se incrementan, la deformación a compresión en el concreto en las fibras extremas se incrementa en una proporción mayor que el incremento de P_u/P_0 . Si se incrementa la deformación unitaria, aumenta la curvatura y por lo tanto disminuye EI_e .

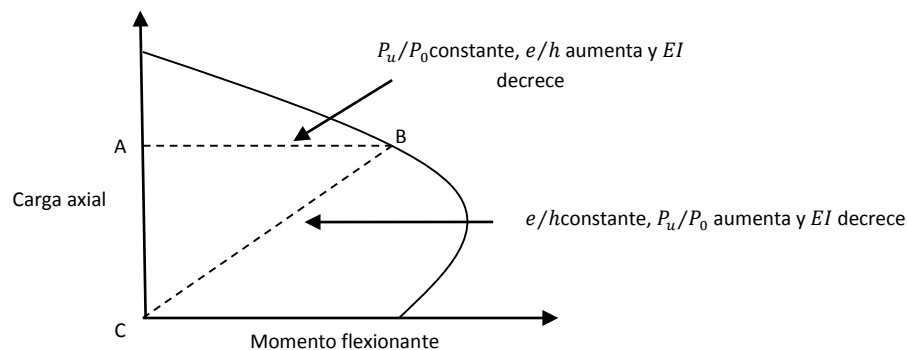


Figura 3.3. Influencia de las relaciones de carga axial y excentricidad sobre el momento de inercia en columnas. *ACI Structural Journal/May-June 2004*

El efecto de la relación P_u/P_0 y de la relación e/h , se muestra gráficamente en la figura 3.3. Se representa en esta figura el diagrama de interacción de la resistencia de una columna bajo dos condiciones de carga. En la línea A-B se representa el caso en que se aplica primero una carga axial constante, punto A, y se incrementa gradualmente la excentricidad de la carga y por lo tanto el momento; bajo estas condiciones, el valor de EI decrece. La línea C-B muestra un incremento gradual de la relación P_u/P_0 para una relación de excentricidad e/h constante. Como se ha explicado anteriormente el valor EI efectiva decrecería con el incremento de la relación P_u/P_0 .

Basados en sus estudios analíticos, Khuntia y Ghosh propusieron la ecuación (3.1), para estimar la rigidez a flexión efectiva de una columna de concreto reforzado, la cual incorpora la influencia de ρ_g , e/h y P_u/P_0 .

$$EI_e = E_c I_g (0.80 + 25\rho_g) * \left(1 - \frac{e}{h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) \leq E_c I_g \geq E_c I_{viga} \quad (3.1)$$

En la ecuación 3.1, se pueden tener valores tentativos conocidos, ya que los tamaños tanto en columnas como vigas se tienen que suponer para llevar a cabo el análisis de los marcos. El análisis del marco da los valores de M_u y P_u , los cuales pueden ser usados para estimar e/h y P_u/P_0 . Y asumiendo un valor de ρ_g , es como se puede calcular el valor de EI_e para columnas de concreto reforzado. Obsérvese que el valor calculado con la ecuación 3.1 tiene como límite superior la rigidez de la sección gruesa y como límite inferior el de una viga con la misma sección transversal que la columna. Al calcular la rigidez de la viga, solo se debe considerar el acero de tensión de la columna, el

cual puede suponerse como la mitad de ρ_g . Con base en la observación de que se puede establecer la siguiente ecuación aproximada:

$$\frac{P_u}{P_o} + \frac{e}{h} = 0.7 \quad (3.2)$$

Khuntia y Ghosh proponen la ecuación 3.3.

$$EI_e = E_c I_g (0.80 + 25\rho_g) * \left(0.30 + 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) \leq E_c I_g \geq E_c I_{vi\grave{g}a} \quad (3.3)$$

La figura 3.4 resume los valores encontrados en el análisis paramétrico para valores usuales de las relaciones P_u/P_o , e/h , y de la relación de refuerzo ρ .

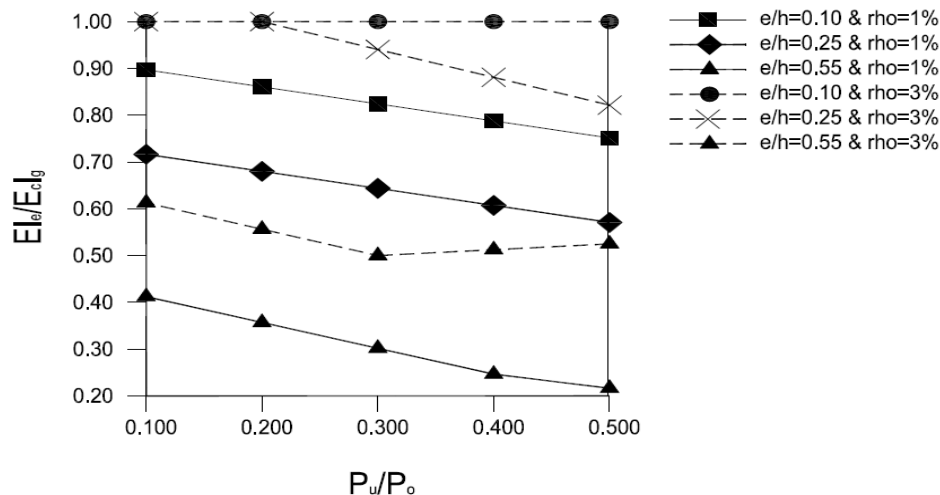


Figura 3.4. Influencia de la relación de la carga axial y la relación de excentricidad sobre la rigidez a flexión de columnas. ACI Structural Journal/May-June 2004

3.3.2. Vigas

Khuntia y Ghosh llevaron a cabo un estudio paramétrico similar para investigar la influencia de varios parámetros sobre el valor de EI efectiva de una viga de concreto reforzado. La variable principal considerada fue la cuantía de refuerzo a tensión (variando de 0.5 a 2.5%). Las variables secundarias fueron: la resistencia del concreto, la relación de aspecto b/h (0.5 y 1) y la presencia de acero de compresión ρ' (0.0 y 0.5%). Adicionalmente, la influencia de los patines (en el caso de vigas-T) sobre el valor de EI efectiva también fue investigada.

La rigidez a flexión se calculó también como la relación del momento flexionante sobre la curvatura en el punto en que empezaba a fluir el acero de refuerzo de tensión ($EI_e = M/\phi$), aunque las gráficas momento-curvatura las calcularon hasta el aplastamiento del concreto a una deformación unitaria de 0.003. En la figura 3.5 se muestran algunas gráficas momento-curvatura obtenidas de esta manera

Khuntia y Ghosh (2004) muestran la influencia de diversos parámetros sobre la rigidez a flexión efectiva (EI_e) de vigas de concreto reforzado, los cuales se citan a continuación.

- *Influencia de la cuantía de refuerzo a tensión ρ* : Se encontró un incremento en el valor de EI_e con un incremento en la cuantía de refuerzo. La razón de este aumento es que cuando se proporciona más refuerzo, la profundidad de la grieta que es provocada por la flexión disminuye, aumenta la profundidad del eje neutro y disminuye por lo tanto la curvatura
- *Influencia de la cuantía de acero de compresión ρ'* : Los análisis teóricos llevados a cabo por Khuntia y Ghosh (2004), muestran que el efecto del acero de compresión sobre el valor de EI_e de una viga es muy bajo, especialmente para vigas con cuantías de refuerzo $\rho \leq 1.5\%$. En la figura 3.5 se puede observar que la presencia de acero de compresión solo hace a la sección un poco más dúctil sin ningún aumento apreciable en su rigidez a flexión.

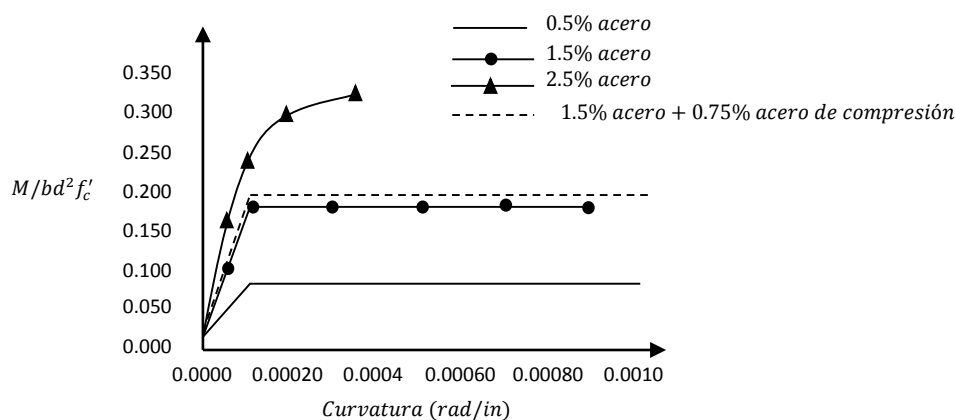


Figura 3.5. Relaciones momento-curvatura para vigas típicas de concreto reforzado: influencia de la cuantía de acero de refuerzo a tensión. *ACI Structural Journal/May-June 2004*

- *Influencia de la relación de aspecto b/h* : Los análisis mostraron que las vigas con relaciones de aspecto bajas muestran un valor mayor de EI_e que las vigas con relaciones de aspecto mayores, cuando ambos ancho b y cuantías de refuerzo ρ son los mismos. La figura 3.6 muestra la influencia de la relación de aspecto sobre el valor de EI_e en vigas. Los análisis muestran que una viga con relación $b/d= 0.53$ tiene 25% más de rigidez efectiva que otra viga con relación $b/d= 1.14$ para cuantías de refuerzo de 1.5%. Por lo que al emplear la ecuación mostrada más adelante para calcular EI_e para vigas de concreto reforzado, la cual fue derivada para una viga con $b/d= 1.14$ se incluye un término para considerar este efecto.
- *Influencia de la resistencia a compresión del concreto f'_c* : El efecto de la resistencia del concreto sobre el valor de EI_e de vigas no es despreciable. La razón es que cuando se emplea un concreto de alta resistencia, la profundidad de la grieta de flexión es mayor (*la profundidad del eje neutro c es más pequeña para mantener el equilibrio de fuerzas*), lo que conduce a una reducción en el momento de inercia efectivo. El valor de EI_e para vigas con concreto de alta resistencia, sin embargo, puede ser mayor que para vigas con concreto de resistencia normal debido a que el valor de E_c aumenta.

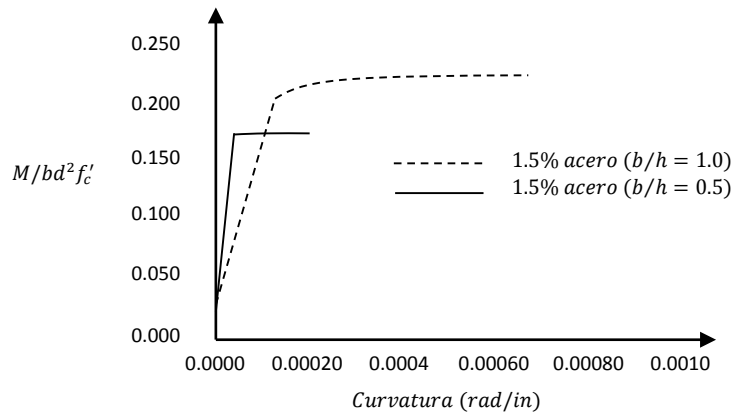


Figura 3.6. Relaciones momento-curvatura para vigas típicas de concreto reforzado: influencia de la relación de aspecto b/h . ACI Structural Journal/May-June 2004

Considerando los factores previamente mencionados, y basados en su estudio paramétrico, Khuntia y Ghosh (2004), propusieron una ecuación simplificada, ecuación 3.4, para estimar la rigidez a flexión efectiva EI vigas de concreto reforzado con concreto de resistencia normal ($f'_c = 4000 \text{ psi}$).

$$EI_e = E_c I_g (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b}{d}\right) \leq 0.6 E_c I_g \quad (3.4)$$

La influencia de los patines sobre el valor de EI efectiva para vigas, también fue tomada en consideración por Khuntia y Ghosh (2004). En los análisis, la relación del espesor de los patines, entre la altura total (t_f/h) se varió de 0.0 a 0.25. Se encontró que el efecto del patín puede tomarse en cuenta con la siguiente ecuación:

$$\frac{EI_{eT}}{EI_e} \left(1 + 2 \frac{t_f}{h}\right) \leq 1.4 \quad (3.5)$$

Donde EI_{eT} es la rigidez de la viga T y t_f es el espesor del patín.

Estos investigadores hicieron estudios para verificar sus ecuaciones con resultados de ensayos de columnas y marcos realizados por otros investigadores (Khuntia, 2004-b). Utilizaron marcos con desplazamiento lateral y sin desplazamiento, y columnas flexionadas en curvatura simple y en curvatura doble. En la figura 3.7 se muestra, como ejemplo, una de las comparaciones entre las ecuaciones por ellos propuestas, las especificadas por el Reglamento ACI 2002, y las calculadas como si las columnas fuesen cortas. La comparación se hace sobre la base de diagramas de interacción P - M , incluyendo los calculados con resistencias nominales y los calculados con resistencias de diseño. Las líneas radiales que salen del origen representan la historia de carga obtenida con las distintas hipótesis y ecuaciones para calcular las rigideces efectivas, y se muestra también la historia de carga obtenida en las pruebas. Las comparaciones realizadas por estos autores indican que, en general, sus propuestas para calcular las rigideces efectivas son más precisas que las ecuaciones especificadas en el Reglamento ACI.

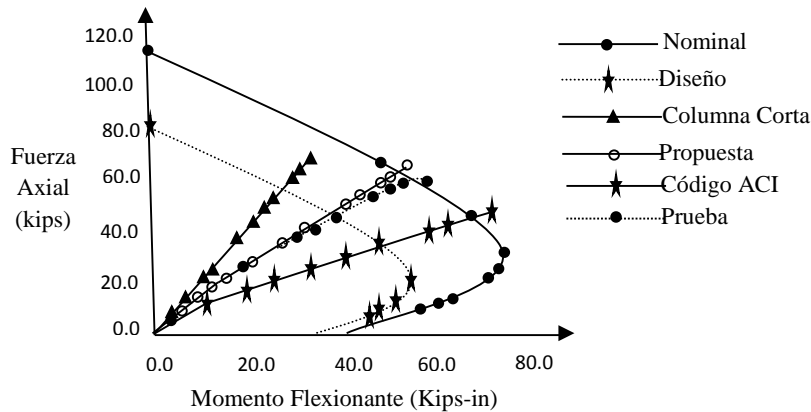


Figura 3.7. Comparación entre ecuación propuesta y especificaciones del Reglamento ACI. ACI Structural Journal/May-June 2004

A continuación se presenta un resumen de las recomendaciones de Khuntia y Ghosh basadas en sus investigaciones analíticas y experimentales. Para analizar una estructura con análisis elásticos de primer orden o de segundo orden, se puede suponer inicialmente una rigidez de $0.35E_cI_g$ para las vigas de la estructura y de $0.70E_cI_g$ para las columnas. El primer valor corresponde a una relación ρ de 1% para vigas en la ecuación 3.4 y el segundo a valores de ρ_g de 1.5%, $e/h=0.20$ y $P_u/P_o = 0.40$ en la ecuación 3.1. Sin embargo, al hacer el análisis definitivo por cargas laterales se deben recalculan los valores de EI con las ecuaciones 3.4 y 3.1. En el Reglamento ACI 2011 se incluyen, en forma alternativa, las ecuaciones propuestas por Khuntia y Ghosh, pero afectadas de un factor de reducción de rigidez, ϕ_k , de 0.875, el cual también está incluido en los valores de EI_e que se han presentado en las versiones anteriores de este reglamento. Las ecuaciones pueden usarse para calcular las rigideces bajo cargas de servicio, o para cualquier valor de las cargas, sustituyendo P_u y M_u por los valores P y M correspondientes.

3.4. ELWOOD Y EBERHARD (2007)

Estos autores, para obtener las rigideces efectivas, usaron una base de datos recopilada por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) que consiste de más de 400 ensayos de columnas bajo cargas cíclicas, de las cuales se obtuvo su respuesta carga-deflexión, y en la que se muestran la geometría, carga axial y propiedades de los materiales de fabricación. Un total de 366 de estas columnas fueron ensayadas en configuraciones en voladizo simple, doble voladizo y doble curvatura. De esta manera se aislaron la flexibilidad y rigidez de las columnas de otras posibles fuentes de flexibilidad, como la flexibilidad de las vigas de apoyo. Para limitar los análisis a columnas típicas de la práctica, la carga axial la limitaron a un máximo de $0.66A_gf'_c$. En la base de datos se cubre una amplia gama de variables, como la forma de la sección transversal, la resistencia del concreto, la relación de refuerzo longitudinal y la magnitud de la carga axial. Más del 90 % de las columnas analizadas tuvieron fallas regidas por flexión y no por fuerza cortante, ya que se buscaba obtener su rigidez a flexión.

Para determinar la rigidez efectiva se procedió de la siguiente manera. Primero se obtuvo la envolvente de los ciclos de fuerza lateral aplicada contra desplazamiento en el extremo de la columna, eliminando los efectos $P-\Delta$. Esta fuerza se llamó fuerza efectiva y se obtuvieron dos tipos de gráficas de envolventes, figura 3.8. La de la figura 3.8.a, corresponde a columnas que fluyeron, que fueron aproximadamente 90% del total, y la de la figura 3.8.b, a columnas que no fluyeron. Para las columnas que fluyen, el punto de fluencia se ha definido por varios autores como el que corresponde a la primera

fluencia del acero de refuerzo o el que corresponde a una deformación unitaria de 0.002 en el concreto a compresión, el que sea menor. Como en la base de datos no se incluyen mediciones de deformaciones unitarias, no se pudo usar esta definición y el punto se determinó calculando analíticamente la fuerza F_y mediante una gráfica momento-curvatura y señalando la intersección de esta fuerza con la gráfica experimental, figura 3.8.a. Con esto se determinó la línea recta llamada rigidez efectiva en esta figura. Después se determinó la fuerza llamada $F_{0.004}$ en la figura 3.8, que es la fuerza interna en la sección transversal que corresponde a una deformación unitaria de 0.004 en la fibra de concreto a compresión, y el desplazamiento de fluencia Δ_y que es la abscisa de la intersección de $F_{0.004}$ con la rigidez efectiva.

Para columnas en que la fuerza medida máxima no excedía en al menos 7% a la fuerza de fluencia calculada, la rigidez efectiva se calculó con el punto correspondiente al 80% de la fuerza máxima, figura 3.8.b. Los otros puntos se determinaron igual que en el caso anterior.

Con estos puntos calculados, la rigidez efectiva puede calcularse a partir de la ecuación que proporciona la deflexión en el extremo de un voladizo con carga concentrada en el extremo y una rigidez EI constante

$$\Delta = \frac{Pa^3}{3EI} \quad (3.6)$$

Donde a es el claro del voladizo.

Despejando EI y haciendo las sustituciones pertinentes se obtiene

$$EI_{efectiva} = \frac{F_{0.004}a^3}{3\Delta_y} \quad (3.7)$$

Estos son los valores de $EI_{efectiva}$ que pueden considerarse como experimentales. Estos autores plantearon ecuaciones que se ajustan a estos resultados, las cuales ya simplificadas para fines de diseño conducen a la siguiente propuesta:

$$\frac{EI_{efectiva}}{EI_g} = \frac{0.45 + 2.5P / A_g f'_c}{1 + 110 \left(\frac{d_b}{D}\right) \left(\frac{D}{a}\right)} \leq 1.0 \text{ y } \geq 0.2 \quad (3.8)$$

Donde d_b es el diámetro de las barras longitudinales, D es el diámetro de columnas circulares o el peralte total en columnas rectangulares en dirección de la carga, y a es el claro de cortante. Ya que el diámetro de la barras generalmente no se conoce al iniciar el análisis de la estructura, los autores de esta propuesta recomiendan usar d_b/D igual a 1/25 para columnas de puentes y 1/18 para columnas de edificios.

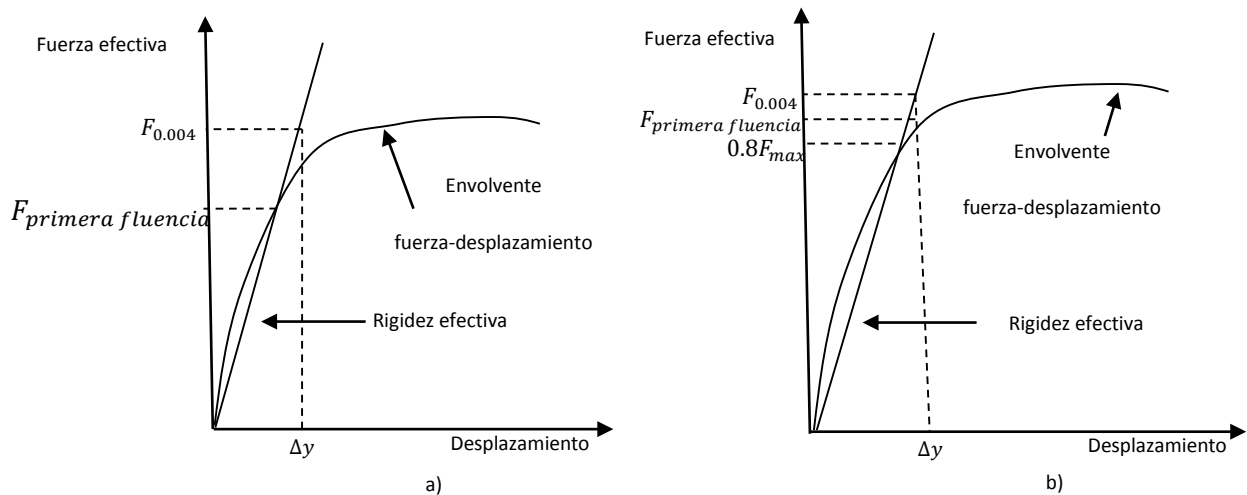


Figura 3.8. Definición de desplazamiento de fluencia y rigidez efectiva de los datos de los ensayos para: a) Columnas que fluyeron; y b) columnas que no fluyeron. ACI Structural Journal/July-August 2009

3.5. RODRÍGUEZ Y RESTREPO (2012)

También analizaron la base de datos del PEER, como Elwood y Eberhard, pero eliminaron los resultados de ensayos en los que por condiciones de borde de los especímenes, no se representaba de manera adecuada las condiciones de penetración de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, como son los casos en los que las columnas son ensayadas en doble voladizo (Berry, 2004). De esta manera, la base de datos se redujo a 18 columnas de concreto reforzado.

La figura 3.9 muestra los resultados de la evaluación de la base de datos seleccionada, en términos de la relación entre la rigidez efectiva y la rigidez de la sección gruesa, EI_e/EI_g , y el valor relativo de la carga axial aplicada, $P/A_g f'_c$. Los autores encontraron que este último valor es el que tiene mayor influencia en el valor de la rigidez efectiva. Esta última se calculó como la rigidez secante que corresponde a un valor de $0.75M_{max}$ en una gráfica experimental momento-desplazamiento lateral de la columna. O sea, es una definición de rigidez efectiva ligeramente diferente a la empleada por Elwood y Eberhard.

La línea recta de mejor ajuste que se muestra en la figura 3.9 queda representada por la ecuación 3.9:

$$I_e = \left(0.16 + \frac{P}{A_g f'_c} \right) * I_g \quad (3.9)$$

Los autores señalan que para valores de la relación menores que 0.3 (Relación de Carga Axial en la ecuación 3.9), que se pueden considerar típicos en columnas de edificaciones de concreto, los valores de la rigidez efectiva son menores que $0.4I_g$, y sustancialmente menores a los especificados en las NTC-2004.

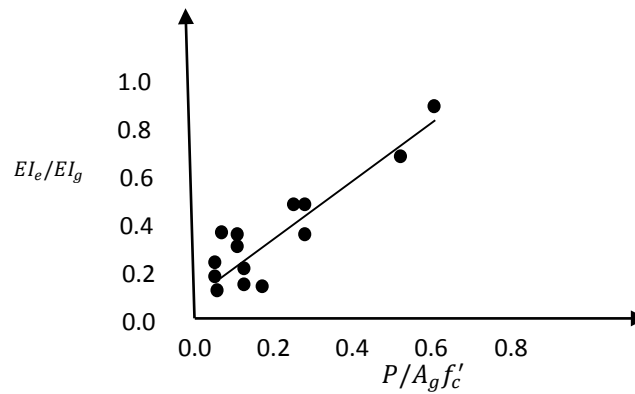


Figura 3.9. Rigidez efectiva en columnas rectangulares de concreto reforzado en función de la relación de carga axial, resultados experimentales y calculados Rodríguez y Restrepo (2012).

De la ecuación 3.9:

Si $l_e < 0.3$, es típico de columnas de concreto, entonces:
 $l_e \leq 0.4l_g$, cuyo valor es menor a lo especificado en las NTC-C 2004

CAPÍTULO IV

ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno dinámico (paso a paso o modal del capítulo 7 a 9, NTCS 2004), las limitaciones para la utilización de estos métodos se establecen en la sección 2, NTCS 2004.

4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

En las NTCS 2004 se establece que los métodos dinámicos de su capítulo 9 se pueden utilizar para el análisis de cualquier estructura, independientemente a sus características. Puede utilizarse el método estático del capítulo 8 para analizar estructuras regulares, según se define en el capítulo 6, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura. (NTCS, sección 2.2).

4.2. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

El factor de comportamiento sísmico (Q) no solo depende de la ductilidad del edificio sino también de las siguientes consideraciones:

Debido a que el valor de (Q) depende del sistema estructural, y en un edificio dado la estructuración puede ser diferente en las direcciones de análisis, podría pensarse en utilizar distintos valores de Q en cada dirección. Los desplazamientos y deformaciones se han calculado utilizando un análisis dinámico modal espectral con fuerzas reducidas; los valores calculados deben multiplicarse por Q para verificar las condiciones a estados límite de servicio, las separaciones con estructuras colindantes y los efectos P-delta. Ejemplo de esto, en relación con las fuerzas cortantes expresadas en un edificio con planta baja débil, todos los entresijos pueden estar sobre diseñados salvo uno o unos cuantos y entonces la demanda de ductilidad que se impone al piso débil en planta baja es muy grande. De allí que, para que pueda aprovecharse un factor de comportamiento sísmico elevado, haya que asegurarse de que en ningún entresijo el cociente de fuerza cortante resistente entre el actuante sea muy inferior al promedio. El hecho de utilizar en el diseño factores de comportamiento sísmico de 3 ó 4 no asegura que ante sismos intensos o moderados los edificios no sufran daño y, como consecuencia, no requieran trabajo de reparación después de ocurrido tal evento. Los requisitos que permiten el empleo de Q para valores de 1 a 2 probablemente no merezcan mayor comentario como no sea señalar que la mayor vulnerabilidad de los muros de mampostería hechos con piezas huecas respecto a los fabricados con piezas macizas proviene de que, ante deformaciones relativamente pequeñas, se desprenden las paredes de los bloques que constituyen dichos muros, lo cual los hace particularmente frágiles (Rosenblueth et al 1991).

Para el factor de comportamiento sísmico Q , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

(NTCS 2004, capítulo 5)

Requisitos para $Q=4$, (NTCS, 2004, sección 5.1)

Se usará $Q=4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en las NTCS 2004 en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1 de las NTCS 2004. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

Requisitos para $Q=3$, (NTCS 2004, sección 5.2)

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones de las NTCS de las secciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones de las NTCS 2004, secciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=2$, (NTCS 2004, sección 5.3)

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser

considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las NTCS 2004, secciones 5.1 y 5.2, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q=2$, cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=1.5$, (NTCS 2004, sección 5.4)

Se usará $Q=1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2, $Q=3$ y 5.3 $Q=2$, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=1$, (NTCS 2004, sección 5.5)

Se usará $Q=1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

4.3. ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura como resultado de los desplazamientos y deformaciones que aparecen en dicha estructura.

Gran parte de estos análisis pueden ser simplificados al reducir la estructura a un sistema lineal, con lo que es posible aplicar el principio de superposición para trabajar con casos simplificados.

El Análisis Dinámico de estructuras se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. El análisis dinámico es importante porque ese movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes, que deben tenerse en cuenta por ejemplo para lograr un diseño sísmico adecuado.

Como resultado de una perturbación exterior un edificio o estructura resistente que bajo la acción de unas cargas deja su estado de reposo, experimenta oscilaciones que en primera aproximación pueden

representarse como un movimiento armónico compuesto, caracterizado por un sistema de ecuaciones lineales, ecuación 4.1.

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = F(t) \quad (4.1)$$

Donde, M, C y K son respectivamente la matriz de masas, la matriz de amortiguamiento y la matriz de rigideces de la estructura.

$x(t)$, $\dot{x}(t)$, $\ddot{x}(t)$, son tres vectores que representan la posición, velocidad y aceleración de uno o un conjunto de puntos determinados en la estructura.

F(t), es un vector de fuerzas equivalentes aplicadas sobre el mismo conjunto de puntos anteriores. Este vector está asociado a la sollicitación exterior que perturba a la estructura.

4.3.1. ANÁLISIS MODAL

Las NTCS 2004, establecen en su capítulo 9, las condiciones para aplicarse ya sea el método de análisis dinámico modal o el método de análisis dinámico paso a paso.

En las NTCS, 2004 se establece que cuando en el análisis modal se desprecie el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinan con la ecuación 4.2.(NTCS, 2004, 9.1 - 9.2, pp. 67)

$$W_{ei} = \frac{(\{\Phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\Phi_i\}^T [W] \{\Phi_i\}} \quad (4.2)$$

Donde $\{\Phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura, [W] es la matriz de masas de la estructura y {J} un vector formado con "unos" en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y "ceros" en las otras posiciones.

Los pesos modales establecidos en las NTCS, 2004 son el factor de participación de masa modal que se define por la ecuación 4.3.

$$\gamma_{mi} = \frac{(\{\Phi_i\}^T [M] \{1\})^2}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} = \frac{(\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{ji})^2}{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{ji}^2} \quad (4.3)$$

En las NTCS, 2004 se establece que para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas conforme a los espectros de diseño elástico establecidos por este mismo reglamento reducidos por los conceptos de (ductilidad, sobre resistencia, redundancia interacción suelo-estructura, comportamiento degradante e irregularidad estructural). (NTC, 2004).

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con el método SRSS en términos de la ecuación 4.4, siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos un diez por ciento entre sí.

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2} \quad (4.4)$$

Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos, empleando el criterio probabilista de la combinación cuadrática completa o método CQC.

La torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

CAPÍTULO V

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se presenta un resumen de las disposiciones de las NTC-C-2004 utilizadas en la tesis para el diseño de los elementos estructurales a partir de las acciones internas calculadas en los análisis.

El dimensionamiento y armado de los elementos resistentes, se debe hacer con base a la filosofía de diseño sísmico que indican los reglamentos modernos en zonas sísmicas. Por lo que la finalidad del diseño estructural es la de proporcionar soluciones, por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales y de las técnicas constructivas, para dar lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento del edificio (estado límite de servicio) y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de un tipo de falla (estado límite de falla). (Meli 2002).

Ejemplo de esto son las vigas diseñadas para que su falla sea dúctil, limitando su porcentaje de refuerzo a tensión por debajo de la falla balanceada.

Además, se puede buscar controlar el modo de falla de un edificio bajo el concepto de columna fuerte – viga débil, es decir, que se presentan articulaciones plásticas en las vigas antes que en las columnas.

En este trabajo se analizaron dos tipos de estructuras comunes (Modelos A y B figuras 2.1 y 2.2), con diferentes propuestas para los valores de sus rigideces efectivas, cuyo objeto es identificar qué tanto está el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal sobre estimando este valor en comparación con propuestas recientes producto de investigaciones realizadas, y que tanto impacta este valor de rigidez lateral efectiva en el diseño de estructuras de concreto reforzado, en un contexto de (estado límite de servicio).

Para secciones rectangulares con acero de compresión, el momento resistente se obtiene con la siguiente ecuación: (NTCC, 2004, pp. 106, 107).

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right] \quad (5.1)$$

Donde:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f_c b} \quad (5.2)$$

- a , es la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.
- A_s , es el área de acero en tensión.
- A'_s , es el área de acero a compresión.
- d' , es la distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema a compresión.

La ecuación 5.1 es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección y esto se cumple si:

$$\rho - \rho' \geq \frac{6000\beta_1}{6000-f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \quad (5.3)$$

donde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \quad (5.4)$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis basado en el equilibrio y las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión; o bien se calculará aproximadamente con las ecuaciones anteriores despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión no exceda la cuantía máxima. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de las normas.

(NTCC 2004, sección 2.2.4.b)

En las secciones 2.2.4 y 2.2.5 de las NTCC 2004, se establecen los criterios para calcular las resistencias a flexión en secciones T e I sin acero de compresión y en vigas diafragma, respectivamente.

5.1. FLEXIÓN

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, \bar{f}_f definido en la sección 1.5.1.3. de las NTCC 2004.

(NTCC 2004, sección 2.2.1)

$$M_R \geq 1.5 M_{AGRIETAMIENTO}$$

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{s \min} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y} bd \quad (5.5)$$

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

Para el refuerzo máximo; el área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90% de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75% de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas, con excepción de lo indicado para marcos dúctiles en el inciso 7.2.2.a de las NTCC 2004.

Por lo tanto, para elementos que no resisten fuerzas sísmicas:

$$A_{s\ max} = 0.9A_{s\ bal}$$

Y en elementos a flexión que resistan estas fuerzas:

$$A_{s\ max} = 0.75A_{s\ bal}$$

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando:

$$A_{s\ bal} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd \quad (5.6)$$

En otras secciones para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión.

5.2. FLEXOCOMPRESIÓN

Toda sección sujeta a flexocompresión, según la sección 2.3 de las NTCC 2004, se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión; o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia nominal de carga axial y flexión. La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h \geq 20$ mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión. En la compresión y flexión en dos direcciones son aplicables las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} + \frac{1}{P_{R0}}} \quad (5.7)$$

Donde:

- P_R , es la carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y
- P_{R0} , es la carga axial resistente de diseño, suponiendo que no hay excentricidad en x y y.
- P_{Rx} , es la carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría.
- P_{Ry} , es la carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ecuación 5.7 es válida para $P_R/P_{R0} \geq 0.1$, los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en la sección 2.3.1 de las NTCC 2004. Para valores de P_R/P_{R0} menores que 0.1, se usará la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (5.8)$$

donde:

- M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y.
- M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

Las NTCC 2004, establecen para aplastamiento que:

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que:

$$F_R f_c^* \quad (5.9)$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación:

$$\sqrt{A_2 A_1} \leq 2 \quad (5.10)$$

Donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga. (NTCC 2004, sección 2.4)

5.3. CORTANTE

Las expresiones para V_{CR} que se presentan enseguida para distintos elementos 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 70 cm el valor de V_{CR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004(h - 700) \quad (5.11)$$

El factor calculado con la ecuación 5.11 no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm. Para vigas sin presfuerzo y con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $\rho < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad (5.12)$$

Si $\rho > 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.13)$$

Las NTCC 2004, en su sección 2.5.1.3.a establecen que en miembros sujetos a flexión y carga axial:

- a) Flexocompresión: En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño P_u , no exceda de:

$$F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s) \quad (5.14)$$

La fuerza cortante que toma el concreto V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecuaciones 5.12 ó 5.13 por:

$$1 + 0.007 P_u / A_g \quad (5.15)$$

Para valuar la cuantía ρ se usará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33 A_s$ en secciones circulares, donde A_s es el área total de acero en la sección. Para estas últimas, bd se sustituirá por A_g donde A_g es el área bruta de la sección transversal.

Si P_u es mayor que:

$$F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s) \quad (5.16)$$

V_{cR} , se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para:

$$P_u = F_R (A_g f_c'' + A_s f_y) \quad (5.17)$$

En la sección 2.5.2 de las NTCC 2004 se especifica que el refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según la sección 5.6.2 de las NTCC 2004. Los estribos deben rematarse como se indica en la sección 5.1.7 de las NTCC 2004. Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 4200 kg/cm² (412 MPa). No se tendrá en cuenta estribos que

formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45 grado, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30 grados. El tipo de refuerzo transversal de uso más extendido es el estribo de la figura 5.1.

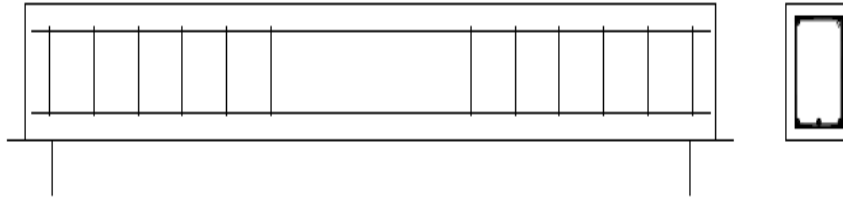


Figura 5.1 Estribos Verticales
(González Cuevas, 2005, pp. 166)

En las NTCC 2004 en su sección 2.5.2.2 se establece que para 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 siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} \quad (5.18)$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

- a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación (s), del refuerzo por tensión diagonal requerida se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} \quad (5.19)$$

$$V_{SR} = V_u - V_{cR} \quad (5.20)$$

Donde:

- A_v , es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s .
- θ , es el ángulo que forma el refuerzo con el eje de la pieza.
- V_{SR} , es la fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal.
- V_u , es la fuerza cortante de diseño o cortante actuante en kg, (N).
- V_{cR} , es la fuerza cortante de diseño que toma el concreto en kg, (N).

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según la sección 2.5.2.2 de las NTCC 2004. La separación (s), no debe ser menor de 60 mm.

- b) Si V_u es mayor que V_{cR} , pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.21)$$

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

c) Si V_u es mayor que:

$$1.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad (5.22)$$

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

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

a) En vigas:

$$2.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad (5.23)$$

b) En columnas

$$2F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad (5.24)$$

CAPÍTULO VI

PREDIMENSIONAMIENTO

En este capítulo se presenta el predimensionamiento del Modelo A (Figura 2.1, capítulo II), llevando a cabo lo expuesto en los capítulos anteriores.

La estructura está construida con concreto, y de acuerdo con las NTCC 2004, en su sección 1.5.1, el concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales del edificio para el presente ejemplo de aplicación es de clase 1, con peso volumétrico en estado fresco de 2.4 t/m^3 y una resistencia a la compresión $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

La función de la estructura es para utilizarse como oficinas por lo que de acuerdo al RCDF 2004 en su artículo 139 se clasifica como del grupo B y se localiza en la zona del lago, suelo tipo III a.

6.1. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración es la fase del cálculo estructural donde se seleccionan y definen los elementos que integran a la estructura, tales como traveses, columnas, muros, losas, etc.

La propuesta de estructuración se muestra en la figura 6.1, basada en traveses y columnas de concreto reforzado que forman marcos rígidos en dos direcciones ortogonales.

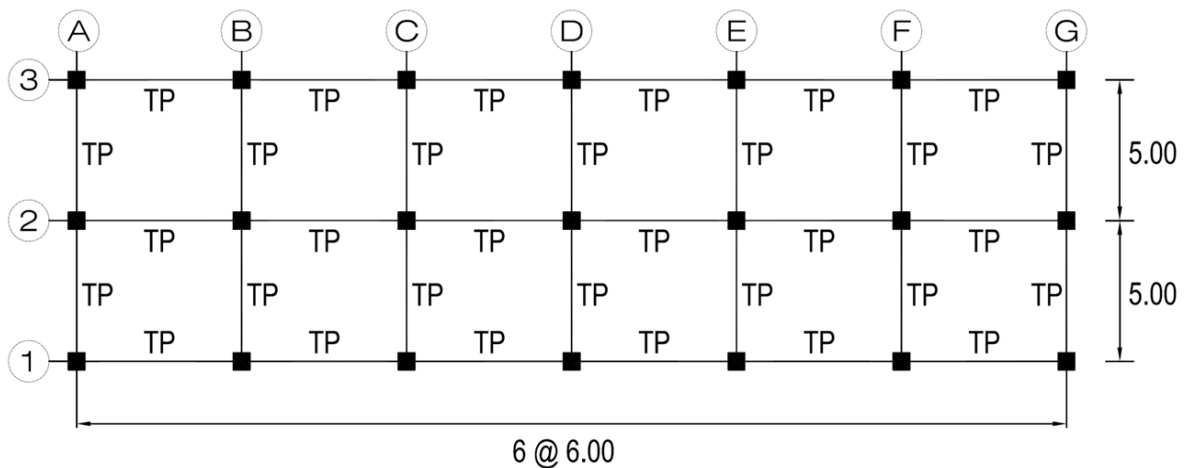


Figura 6.1, Planta tipo a base de marcos rígidos

6.2. SECCIONES PRELIMINARES

Con el objeto de cuantificar las cargas sobre el sistema estructural, se procedió a realizar un dimensionamiento preliminar, de tal manera que los elementos que constituyen la estructura propuesta, se plantearon de acuerdo a lo siguiente:

6.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Al considerar que la estructura cuenta con seis crujías en la dirección larga y dos en la dirección corta, de seis y cinco metros respectivamente, se procedió a proponer el peralte para las trabes principales.

Las secciones de las trabes principales se obtuvieron con base a lo siguiente:

1. De acuerdo a las NTCC 2004; Se establece los criterios para delimitar las dimensiones de trabes, mismos que se mencionan a continuación. Estos criterios corresponden a marcos dúctiles y se usaron para todos los casos analizados ya que en algunos de ellos se empleó $Q=4$.

- La relación entre altura h y el ancho b de la sección transversal h/b , no debe exceder de 6. (NTCC, 2004, sección 6.1.1)
- El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega. (NTCC, 2004, sección 7.2.1.e)

En general se puede predimensionar empleando los siguientes conceptos:

1. Proyecto arquitectónico: Con las secciones aportadas por el arquitecto.
2. Por comparación de secciones transversales en construcciones, esta comparación involucra el peralte de trabes similares ya construidas y que han tenido un buen comportamiento.

De acuerdo con los criterios antes descritos se propuso la sección de viga que se muestra en la figura 6.2.

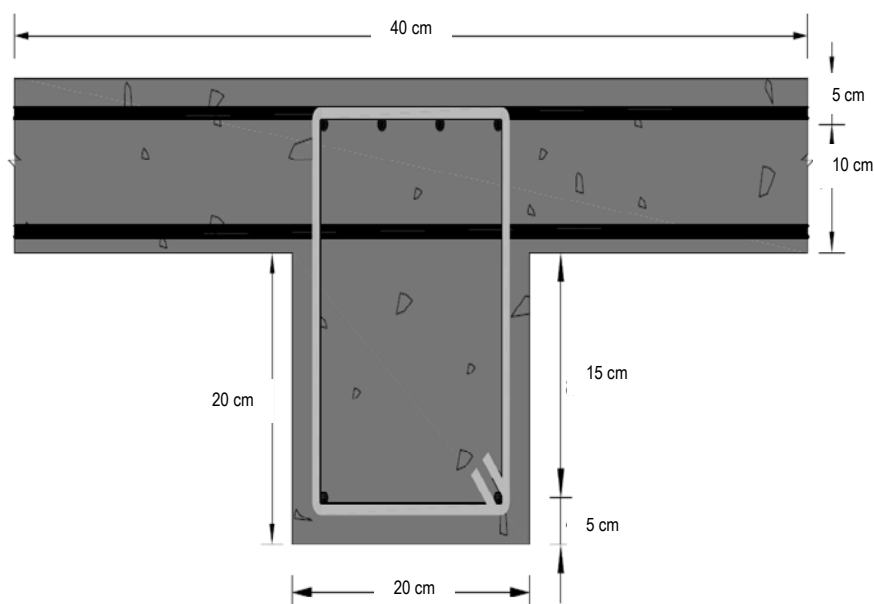


Figura 6.2, Viga Principal propuesta

6.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El predimensionamiento de columnas se puede realizar tomando el valor mayor que resulte de los siguientes criterios:

1. Dimensionamiento geométrico: Toma en cuenta la altura de la columna y las longitudes de las crujías de los marcos.

- La siguiente relación involucra el lado o claro más desfavorable del tablero en estudio:

$$b = L/18 \quad (6.1)$$

donde:

b= dimensión longitudinal de la sección de la columna.

L= lado o claro más desfavorable.

Al sustituir en la ecuación 6.1

$$b = \frac{600}{18} = 33.33 \text{ cm}$$

- La relación mostrada a continuación toma en cuenta la altura de entrepiso:

$$b = h/14 \quad (6.2)$$

Donde:

h= altura de entrepiso

Al sustituir en la ecuación 6.2:

$$b = \frac{400}{14} = 28.57 \text{ cm}$$

2. La experiencia por comparación de columnas ya construidas en edificaciones similares y que han exhibido un óptimo desempeño.

3. Proyecto arquitectónico: Datos proporcionados por el arquitecto.
4. Bajada de cargas: Se realiza en función de la descarga que actúa en la columna y proponiendo un esfuerzo de trabajo al concreto obteniendo como resultado el área de la columna.

Para estructuras sujetas a sismo

$$A = P/0.22f'_c \quad (6.3)$$

Estructuras que no están sujetas a sismo

$$A = P/0.30f'_c \quad (6.4)$$

Donde:

A= área de la columna.

P= descarga que actúa en la columna.

5. De acuerdo a las NTCC 2004: la dimensión transversal mínima para columnas no será menor que 20 cm como lo establece en su sección 6.2.1 además de cumplir con la siguiente relación: (NTCC, 2004, sección 6.2.1, pp.138).

$$\frac{b}{a} \leq 4 \quad (6.5)$$

Para los criterios antes mencionados resulto en secciones similares, por lo que se consideró que las columnas tendrán una sección rectangular de 40 X 40 cm para toda la estructura, figura 6.3.

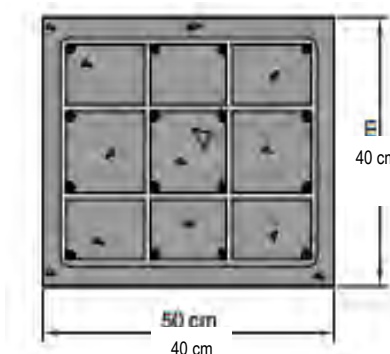


Figura 6.3, Sección transversal de las columnas

6.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

Para proponer la dimensión del peralte de la losa se aplicaron los siguientes criterios descritos a continuación, para lo cual la distribución de tableros se muestra en la figura 6.4.

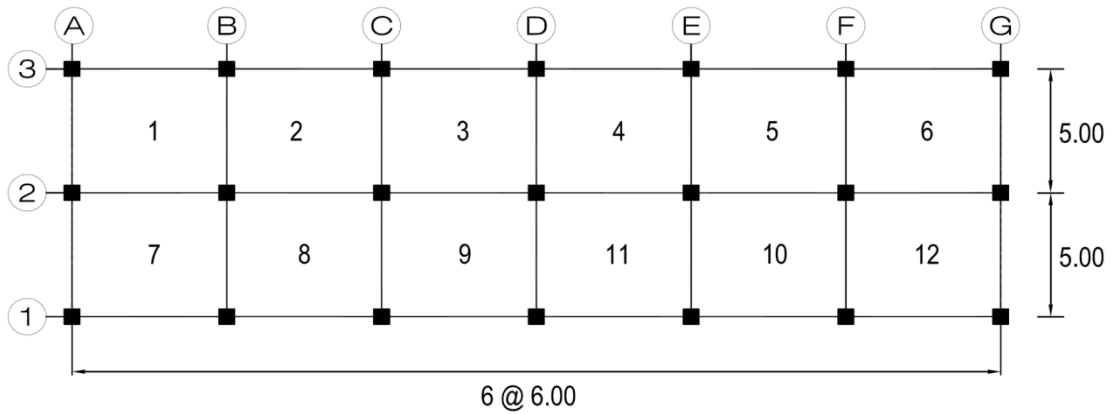


Figura 6.4, Estructuración de Tableros

1. De acuerdo con las NTCC 2004 sección 6.3.3.5, se establece que el peralte efectivo de la losa se puede calcular a partir de la expresión 6.6.

Para concreto clase I

$$d_{min} = \left(\frac{PE}{250} \right) \tag{6.6}$$

$$PE = (\sum \text{lados continuos}) + (\sum \text{lados discontinuos})(1.25\%) \tag{6.7}$$

Sustituyendo en la ecuación 6.6 se obtiene

$$d_{min} = 9.9 \sim 10 \text{ cm}$$

La limitación de lo expuesto anteriormente es aplicable a losas en que $f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$ y $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$; al no cumplirse estas dos condiciones, el valor obtenido con la ecuación 6.6 debe multiplicarse por el factor que resulta de la ecuación 6.8:

$$0.032^4 \sqrt{f_s w} \tag{6.8}$$

Al sustituir los valores de f_s y w en la ecuación 6.8, esta da como resultado 1.06.

Donde:

d_{min} = peralte efectivo de la losa.

PE = perímetro del tablero.

Σ_{lados} = sumatoria de lados del tablero.

f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio

w = carga de servicio gravitacional de la losa.

El valor obtenido de la ecuación 6.6, debe multiplicarse por el valor obtenido de la ecuación 6.8 y sumarse el recubrimiento considerado.

Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones 2004 (NTCCyA 2004) en su sección 6.1.2, establecen las disposiciones generales para la aplicación de las cargas vivas unitarias.

De acuerdo al destino de piso o cubierta, en la tabla 6.1, se presentan las cargas vivas a las cuales se sometió a la estructura.

Destino de piso o cubierta	W media (kg/m ²)	W instantánea (kg/m ²)	W máxima (kg/m ²)
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

Tabla 6.1, Cargas Vivas Unitarias (NTCCyA, 2004, tabla 6.1, pp.9)

Para dimensionar la losa, se consideró que para obtener la carga de servicio gravitacional se deben sumar la carga muerta obtenida para la losa más pesada, y la carga viva máxima.

La ecuación 6.6, multiplicada por la ecuación 6.8 da como resultado 10.61 cm, y se consideró un recubrimiento de 3 cm, por lo que el espesor que se utilizó en los análisis fue de 15 cm más una carga de 120 kg/m² por concepto de acabados.

Este proceso se realizó para los modelos A y B con sus respectivos Factores de Comportamiento Sísmico.

CAPÍTULO VII

RESULTADOS, REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES DE ENTREPISOS

El presente capítulo tiene por objeto principal establecer una comparación entre lo que implica el tomar el valor del 100% del momento de inercia en los elementos estructurales y reducir este último con base en propuestas recientes y con los reglamentos actual y propuesto del Distrito Federal a la hora de realizar los análisis dinámicos.

Como era de esperarse, con la disminución en el momento de inercia en los elementos estructurales, aumentan los desplazamientos y con esto el diseño en la estructura se ve afectado pues se debe incrementar la sección ya sea en vigas o columnas o ambas para que la estructura cumpla con los requisitos que establecen los reglamentos de construcción, estados límite de falla y de servicio. En esta tesis se trata de averiguar cuáles la magnitud de estos incrementos.

A continuación se presenta en forma detallada el procedimiento seguido para uno de los casos, el modelo A con $Q=2$. En la misma forma se realizó para los otros casos de la tesis. Todos los cálculos se incluyen en el Apéndice B y a este apéndice se hace referencia en la siguiente descripción.

En primer término se calcularon las acciones internas, momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales, así como los desplazamientos laterales, con las secciones propuestas en el capítulo VI de predimensionamiento, figuras 6.2 y 6.3. Las acciones internas resultantes se muestran en la tabla B7 del Apéndice B y los desplazamientos, en la tabla B2 para todas las propuestas incluidas en el Capítulo III. En la figura 7.1 se muestran los desplazamientos, o sea, los valores de la tabla B2, reproducida como tabla 7.1 en este capítulo. Se puede ver en la tabla B3, reproducida como Tabla 7.2 en este capítulo, que las distorsiones de entrepiso sobrepasan las máximas permitidas para todas las propuestas de rigidez a flexión efectiva (valores en color rojo). Al presentarse esta situación, se aumentaron poco a poco las secciones transversales de vigas y columnas hasta cumplir con los valores máximos permisibles. El acero de refuerzo diseñado desde la etapa de predimensionamiento se mantuvo para los elementos estructurales. Se hace notar que se llegó a distintas secciones transversales para cada propuesta.

Una vez que se obtuvieron secciones transversales que cumplieran los requisitos de distorsiones, se cuantificó el volumen de concreto de vigas y columnas, para cada nivel y para cada propuesta. Los volúmenes de concreto resultantes para este caso del modelo A con $Q=2$ se presentan en la tabla B5, reproducida como Tabla 7.3 en este capítulo.

El procedimiento descrito anteriormente se repitió para cada modelo, valor de Q y propuesta de Rigidez a Flexión Efectiva. De esta manera se calcularon los volúmenes de concreto con las secciones usadas en la etapa de predimensionamiento y con las secciones que cumplen con las distorsiones máximas. Los resultados se presentan en la tabla B5 reproducida como tabla 7.3 en este capítulo particularmente para el Modelo A, con $Q=2$ y en las tablas B17, B32 y B47, reproducidas como tablas 7.4, 7.5 y 7.6 en este capítulo, para el Modelo A, $Q=4$ y el Modelo B, con $Q=2$ y 4 respectivamente.

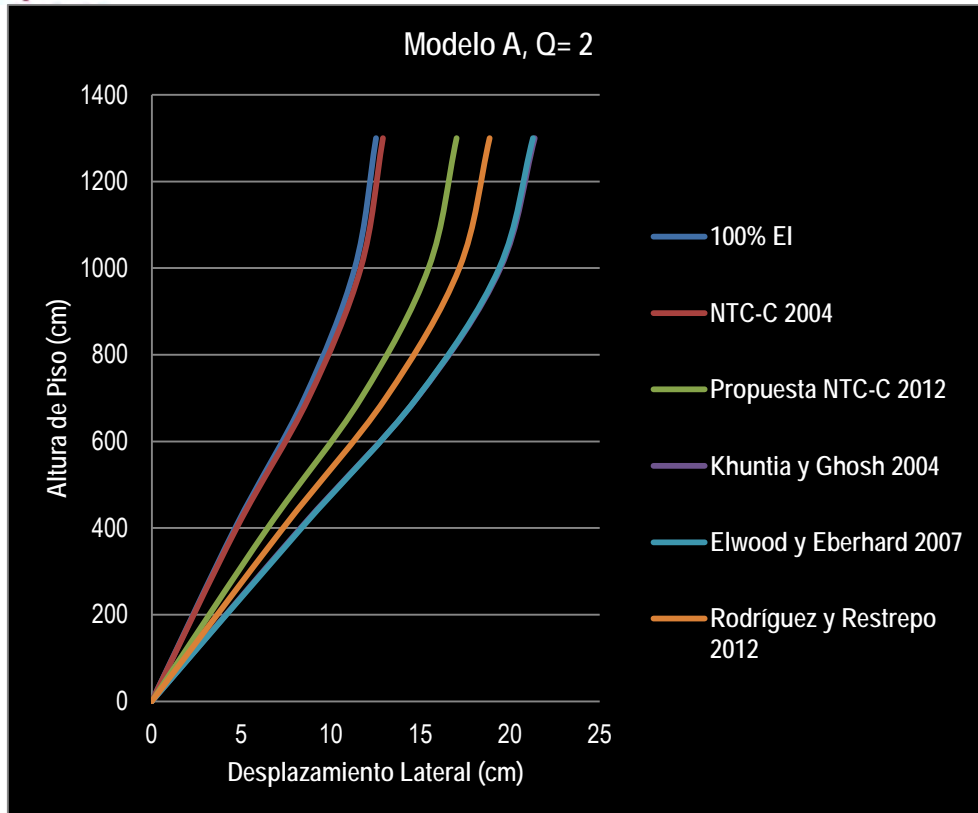


Figura 7.1, Desplazamientos Laterales, Modelo A

Es importante hacer notar que un valor del 100% de EI_e tanto para vigas y columnas no es conservador debido a que se sub estiman los desplazamientos laterales en ambos modelos A y B, o sea, los valores de desplazamientos laterales calculados con 100% de EI conducen a desplazamientos menores que los calculados con valores de EI_e que considera el agrietamiento de los elementos.

La figura 7.2, muestra las distorsiones de entrepiso en la etapa de predimensionamiento para el caso más crítico Khuntia y Ghosh 2004 en, se tuvo que llegar a una sección de columnas de 0.55X0.55 mts, para poder cumplir con las disposiciones del reglamento en lo que a desplazamiento lateral se refiere, figura 7.3.

Diferentes Propuestas, Desplazamientos Laterales (cm) Q2		100% EI	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Alturas de Piso (cm)	0	0	0	0	0	0	0
	400	4.652	4.732	6.464	8.304	8.355	7.331
	700	8.527	8.752	11.688	14.803	14.787	13.058
	1000	11.332	11.665	15.447	19.460	19.391	17.166
	1300	12.518	12.904	17.014	21.375	21.276	18.858

Tabla 7.1, Desplazamientos Laterales, Modelo A, Q= 2

% de Distorsión de Entrepiso		100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Número de Entrepiso	1	1.163	1.183	1.616	2.076	2.089	1.833
	2	1.292	1.340	1.741	2.166	2.144	1.909
	3	0.935	0.971	1.253	1.552	1.535	1.369
	4	0.396	0.413	0.522	0.638	0.628	0.564

Tabla 7.2, Distorsiones de Entrepiso, Modelo A, Q= 2

La tabla 7.3 muestra las secciones finales para la estructura, es notorio el incremento de las secciones para el caso de la propuesta por Khuntia y Ghosh 2004, ya que las columnas pasan de una sección de 0.4X0.4 mts a una sección de 0.55X0.55 mts para poder cumplir con los estados límite de servicio estipulados en el reglamento actual.

En la tabla 7.4, se puede notar que, para este caso en particular, es necesario un incremento del 22% en el volumen de concreto necesario para poder cubrir las disposiciones antes señaladas en el Reglamento, y como se ha señalado, resulta más caro rehabilitar una estructura dañada en cuestión de acabados y funcionalidad, que invertir un poco más en ésta desde su concepción. Este incremento de volumen incluye únicamente vigas y columnas, ya que el volumen de las losas no cambia al modificar las rigideces efectivas. El volumen de concreto de las losas es aproximadamente el 48% del volumen total de la estructura. El volumen de acero de la estructura tampoco cambió al modificar las rigideces efectivas. También para este caso, fue necesario incrementar la sección transversal de las columnas de planta baja de 40X40 cm, correspondiente a la etapa de predimensionamiento, a una sección de 55X55 cm, la sección de las vigas se mantuvo siempre.

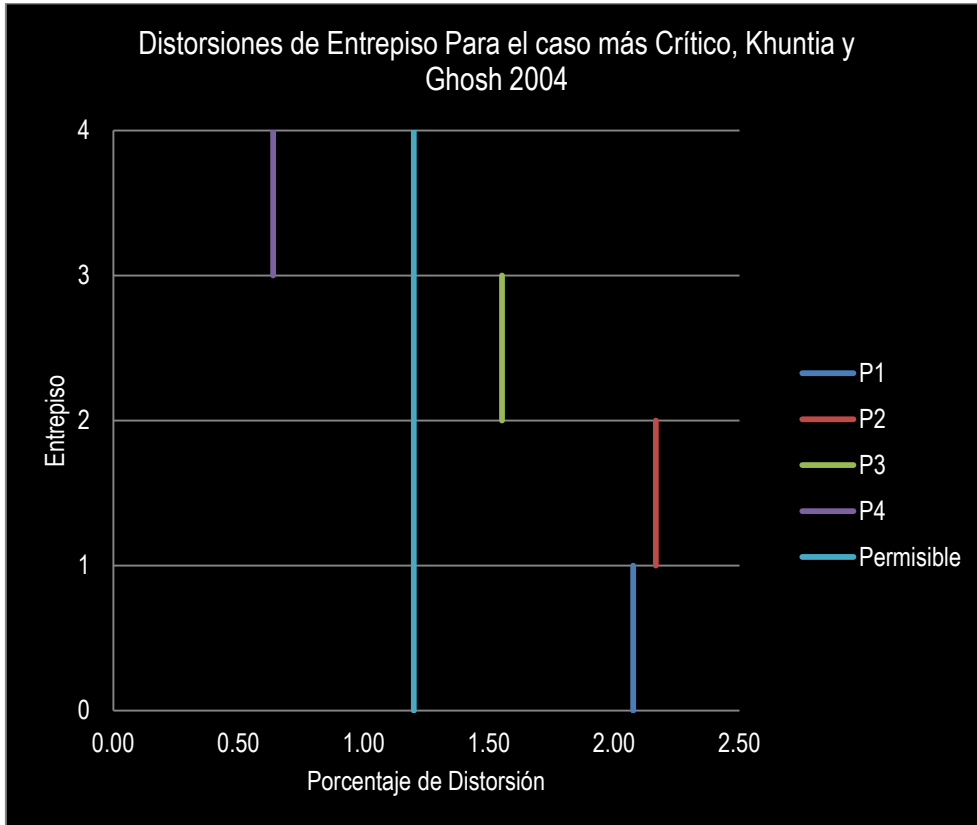


Figura 7.2, Distorsiones de entrepiiso, propuesta Khuntia y Ghosh 2004

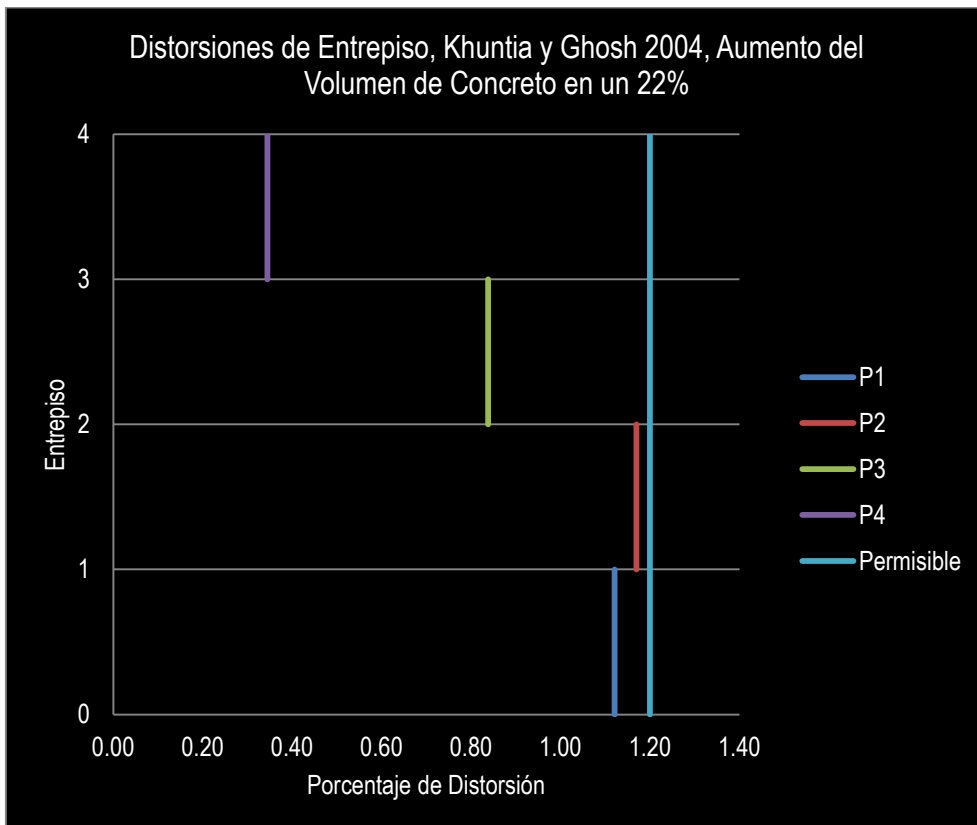


Figura 7.3, Distorsiones de entrepiiso, propuesta Khuntia y Ghosh 2004, aumento en el volumen de concreto en un 22%.

Dimensiones finales de la estructura (m)	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
Planta Baja (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					
1er Nivel (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
1er Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					
2do Nivel (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
2do Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					
3er Nivel (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
3er Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					

Tabla 7.3, Dimensiones finales en la estructura, Modelo A, Q= 2

Al final de este trabajo, se presenta el Apéndice B, donde se muestran para cada modelo A y B, para cada valor en el Factor de Comportamiento Sísmico (Q= 2 y 4) y para cada propuesta de Rigidez a Flexión:

- 100% EI
- NTC C (2004)
- NTC C Revisión (2012)
- Khuntia y Ghosh (2004)
- Elwood y Eberhard (2007)
- Rodríguez y Restrepo (2012)

los elementos mecánicos, desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso obtenidas y las distintas expresiones empleadas para estimar el factor de reducción para el momento de inercia grueso tanto para vigas y columnas según fuese el caso para calcular.

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de EI	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	17.01	17.01	21	25.41	25.41	22.71
Planta Baja (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
1er Nivel (Columnas)	12.75	12.75	15.75	19.05	19.05	17.03
1er Nivel (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
2do Nivel (Columnas)	12.75	12.75	15.75	19.05	19.05	17.03
2do Nivel (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
3er Nivel (Columnas)	12.75	12.75	15.75	19.05	19.05	17.03
3er Nivel (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
Volumen Total de Concreto (m3)	126.46	126.46	139.45	153.76	153.76	145
Incremento Relativo		Base	10%	22%	22%	15%

Tabla 7.4, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo A, Q= 2). El volumen de Concreto base se presenta en la tabla B4

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de EI	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	13.440	13.440	17.010	21.000	21.000	18.556
Planta Baja (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
1er Nivel (Columnas)	10.080	10.080	12.750	15.750	15.750	13.917
1er Nivel (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
2do Nivel (Columnas)	10.080	10.080	12.750	15.750	15.750	13.917
2do Nivel (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
3er Nivel (Columnas)	10.080	10.080	12.750	15.750	15.750	13.917
3er Nivel (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
Volumen Total de Concreto (m3)	114.880	114.880	126.460	139.450	139.450	131.506
Incremento Relativo		Base	10%	21%	21%	14%

Tabla 7.5, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo A, Q= 4). El volumen de Concreto base se presenta en la tabla B20

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de El	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	32.76	32.76	37.80	45.90	45.90	45.90
Planta Baja (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
1er Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
1er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
2do Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
2do Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
3er Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
3er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
4to Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
4to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
5to Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
5to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
6to Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
6to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
7mo Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
7mo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
8vo Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
8vo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
9no Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
9no Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
Volumen Total de Concreto (m3)	684.48	684.48	724.8	789.6	789.6	789.6
Incremento Relativo		Base	5.89%	15.36%	15.36%	15.36%

Tabla 7.6, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo B, Q= 2). El volumen de Concreto base se presenta en la tabla B31

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de El	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	30.24	30.24	35.1	40.32	40.32	40.32
Planta Baja (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
1er Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
1er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
2do Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
2do Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
3er Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
3er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
4to Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
4to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
5to Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
5to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
6to Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
6to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
7mo Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
7mo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
8vo Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
8vo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
9no Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
9no Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
Volumen Total de Concreto (m3)	664.32	664.32	703.2	744.96	744.96	744.96
Incremento Relativo		Base	5.85%	12.14%	12.14%	12.14%

Tabla 7.7, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo B, Q= 4). El volumen de Concreto base se presenta en la tabla B47

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Varias investigaciones recientes indican que la rigidez a flexión de vigas y columnas de concreto reforzado es menor que la correspondiente a las secciones gruesas de concreto, debido principalmente al agrietamiento del concreto. Por lo tanto, si en el análisis de la estructura se usan los momentos de inercia de las secciones gruesas para calcular los desplazamientos laterales bajo la acción de sismos, se subestiman dichos desplazamientos. En las investigaciones revisadas en este trabajo se propone usar una rigidez efectiva, menor que la correspondiente a secciones gruesas, para realizar el análisis estructural. En los reglamentos de construcciones también se hacen propuestas semejantes.

En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento del DF, se proponen rigideces efectivas que se obtienen multiplicando las rigideces correspondientes a secciones gruesas por factores de reducción que dependen del tipo de elemento y si se encuentran o no agrietados. En la versión actualmente en revisión, se ha incorporado una reducción a las columnas agrietadas que no existía en la versión de 2004. Esta reducción tiene un impacto en el diseño ya que resultan secciones más robustas para poder cumplir los requisitos de distorsiones laterales máximas estipuladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En esta tesis se ha evaluado el incremento en el volumen de concreto de columnas y vigas que resulta de aplicar las nuevas disposiciones reglamentarias o de utilizar las propuestas de las investigaciones mencionadas en el párrafo anterior.

El estudio se realizó haciendo el diseño estructural de dos edificaciones típicas de concreto reforzado, una de 4 niveles y la otra de 10 niveles. Los diseños se hicieron utilizando los valores de la rigidez efectiva de las NTC C 2004, de la propuesta de revisión de las NTC C (llamada en esta tesis NTC C 2012), de tres propuestas de distintos investigadores, así como la rigidez correspondiente a secciones gruesas. Se usaron dos valores del factor de comportamiento sísmico, Q igual a dos y Q igual a cuatro. En total resultaron 24 diseños.

Los incrementos de volumen de concreto variaron de 0 a 22% y en general fueron mayores para Q igual a dos que para Q igual a cuatro. Las columnas que más variaron de tamaño de la sección transversal fueron las empleadas en la planta baja del modelo de cuatro niveles con Q igual a dos en las que cambiaron de 40X40 a 55X55 cm.

Se considera que estos cambios tanto en volumen de concreto como en dimensiones de columnas y vigas son relativamente pequeños y aún más en si sólo se compara la versión de las Normas Técnicas Complementarias 2004 con respecto a su revisión 2012 y que no tienen un gran impacto en el diseño y costo de la estructura. Desde luego estos resultados no pueden generalizarse a cualquier tipo y dimensiones de la estructura, ya que solo se obtuvieron para un número limitado de casos. Se recomienda conservar la propuesta de rigideces efectivas de la revisión de las Normas Técnicas Complementarias. El empleo de rigideces a flexión calculadas con secciones gruesas subestima considerablemente los desplazamientos laterales de las estructuras.

REFERENCIAS

- Casillas, J; (2008) *Apuntes del curso: Análisis Estructural*. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.
- Casillas, J; (2011) *Apuntes del curso: Mecánica Avanzada*. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.
- Chopra, A.; (2011) *Dynamics of Structures*. Editorial Prentice Hall, E.U.A.
- Elwood, K y Eberhard, M; (2007) "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns" *Pacific Earthquake Research Center*. No. 2006-1.
- Gobierno del Distrito Federal; (2004) *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial del distrito Federal, Decima Cuarta Época, Tomo I, No. 103-BIS.
- Gobierno del Distrito Federal; (2004) *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Gaceta Oficial del distrito Federal, Decima Cuarta Época, Tomo I, No. 103-BIS.
- Gobierno del Distrito Federal; (2004) *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del distrito Federal, Decima Cuarta Época, Tomo I, No. 103-BIS.
- Gobierno del Distrito Federal; (2004) *Normas Técnicas Complementarias para el Proyecto Arquitectónico*. Gaceta Oficial del distrito Federal, Decima Cuarta Época, Tomo I, No. 103-BIS.
- Gómez, B; (2007) *Apuntes del curso: Mecánica de Sólidos*. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.
- González, O; (2005) *Análisis Estructural*. Editorial Limusa.
- González, O; (2006) *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. Editorial Limusa.
- González, O; (2010) *Apuntes del curso: Estructuras de Concreto*. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.
- González, O; (2012) *Apuntes del curso: Comportamiento de Estructuras de Concreto Reforzado*. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.
- Khuntia, M y S. Ghosh; (2004) "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach" *Structural Journal*. V. 101 No. 3, May –June 2004.
- Khuntia, M y S. Ghosh; (2004) "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification" *Structural Journal*. V. 101 No. 3, May –June 2004.
- Mac Gregor, J y S. Hage; (1977) "Stability Analysis and Design Concrete" *Proceedings, ASCE*. V. 103, No.ST 10, Oct.
- Meli, R; (1985) *Diseño Estructural*. Editorial Limusa.
- Park, R y T. Paulay; (1983) *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa.
- Restrepo, J. y M, Rodríguez; (2012), "Yield Displacement and Lateral Stiffness of Reinforced Concrete Columns", trabajo en preparación para ser presentado para posible publicación en el *ACI Structural Journal, ACI, USA*.
- Terán, A; (2008) *Apuntes del curso: Diseño Estructural*. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.

APÉNDICE A

LISTA DE FIGURAS Y TABLAS

- Figura 1.1 Deformaciones entre dos secciones de una viga elástica (González Cuevas, 2002, figura 3.3, pp.100).
- Figura 1.2 Relaciones momento-curvatura para secciones de viga simplemente reforzadas. (Park, 1983, figura 6.3, pp. 204).
- Figura 1.3 Curvas idealizadas momento - curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a tensión. (Park, 1983, figura 6.4, pp. 206).
- Figura 1.4. Deflexión debida a deformación por flexión de un elemento.
- Figura 2.1.a, Estructura tipo, Modelo A.
- Figura 2.1.b, Dirección larga de la estructura Modelo A.
- Figura 2.1.c, Dirección corta de la estructura Modelo A.
- Figura 2.2.a, Estructura tipo, Modelo B.
- Figura 2.2.b, Dirección corta de la estructura Modelo A.
- Figura 2.2.c, Dirección corta de la estructura Modelo A.
- Figura 3.1 Relación momento-curvatura para una columna típica de concreto reforzado consideradas en el estudio.
- Figura 3.2. Influencia de la relación de excentricidad y relación de carga axial sobre el momento de inercia efectivo I_e de columnas.
- Figura 3.3. Influencia de las relaciones de carga axial y excentricidad sobre el momento de inercia en columnas.
- Figura 3.4. Influencia de la relación de la carga axial y la relación de excentricidad sobre la rigidez a flexión de columnas.
- Figura 3.5. Relaciones momento-curvatura para vigas típicas de concreto reforzado: influencia de la cuantía de acero de refuerzo a tensión.
- Figura 3.6. Relaciones momento-curvatura para vigas típicas de concreto reforzado: influencia de la relación de aspecto b/h .
- Figura 3.7. Comparación entre ecuación propuesta y especificaciones del Reglamento ACI.
- Figura 3.8. Definición de desplazamiento de fluencia y rigidez efectiva de los datos de los ensayos para: a) Columnas que fluyeron: y b) columnas que no fluyeron.
- Figura 3.9. Rigidez efectiva en columnas rectangulares de concreto reforzado en función de la relación de carga axial, resultados experimentales y calculados Rodríguez y Restrepo (2012).
- Figura 5.1 Estribos Verticales (González Cuevas, 2005, pp. 166).
- Figura 6.1, Planta tipo a base de marcos rígidos, Modelo A.
- Figura 6.2, Viga Principal propuesta, Modelo A.
- Figura 6.3, Sección Transversal de las columnas, Modelo A.
- Figura 6.4, Estructuración de Tableros, Modelo A.
- Figura 7.1, Desplazamientos Laterales, Modelo A.
- Figura 7.2, Distorsiones de entrepiso, propuesta Khuntia y Ghosh 2004.
- Figura 7.3, Distorsiones de entrepiso, propuesta Khuntia y Ghosh 2004, aumento en el volumen de concreto en un 22%.
- Tabla 6.1, Cargas Vivas Unitarias, (NTCCyA, 2004, tabla 6.1, pp.9).
- Tabla 7.1, Desplazamientos Laterales, Modelo A.
- Tabla 7.2, Distorsiones de Entrepiso, Modelo A.

- Tabla 7.3, Dimensiones finales en la estructura, Modelo A, Q= 2
- Tabla 7.4, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo A, Q= 2).
- Tabla 7.5, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo A, Q= 4)
- Tabla 7.6, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo B, Q= 2)
- Tabla 7.7, Comparación de Volúmenes de Concreto (Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Modelo B, Q= 4)

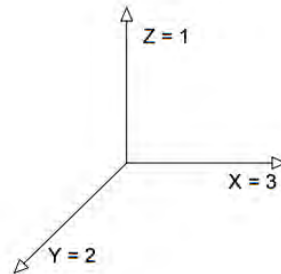
APÉNDICE B

A continuación se muestran para cada modelo A y B, para cada valor en el Factor de Comportamiento Sísmico ($Q=2$ y 4) y para cada propuesta de Rigidez a Flexión:

- 100% EI
- NTC C (2004)
- NTC C Revisión (2012)
- Khuntia y Ghosh (2004)
- Elwood y Eberhard (2007)
- Rodríguez y Restrepo (2012)

los elementos mecánicos, desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso obtenidas y sus distintas expresiones empleadas para estimar el factor de reducción para el momento de inercia grueso tanto para vigas y columnas según fuese el caso para calcular.

Los Ejes Globales de Referencia están representados de la siguiente manera:



- Eje 1, es el eje orientado a lo alto de las estructuras.
- Eje 2, es el eje en la dirección corta de las estructuras.
- Eje 3, es el eje en la dirección larga de las estructuras.

APÉNDICE B, Modelo A, Q= 2

Desplazamientos Nodales, 100% EI									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	2.690	4.652	-0.090	-0.002	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.957	8.527	-0.167	-0.002	0.002	0.001
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	6.592	11.332	-0.216	-0.001	0.001	0.002
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	7.269	12.518	-0.231	-0.001	0.000	0.002

Tabla B1, Desplazamientos Laterales, 100% EI

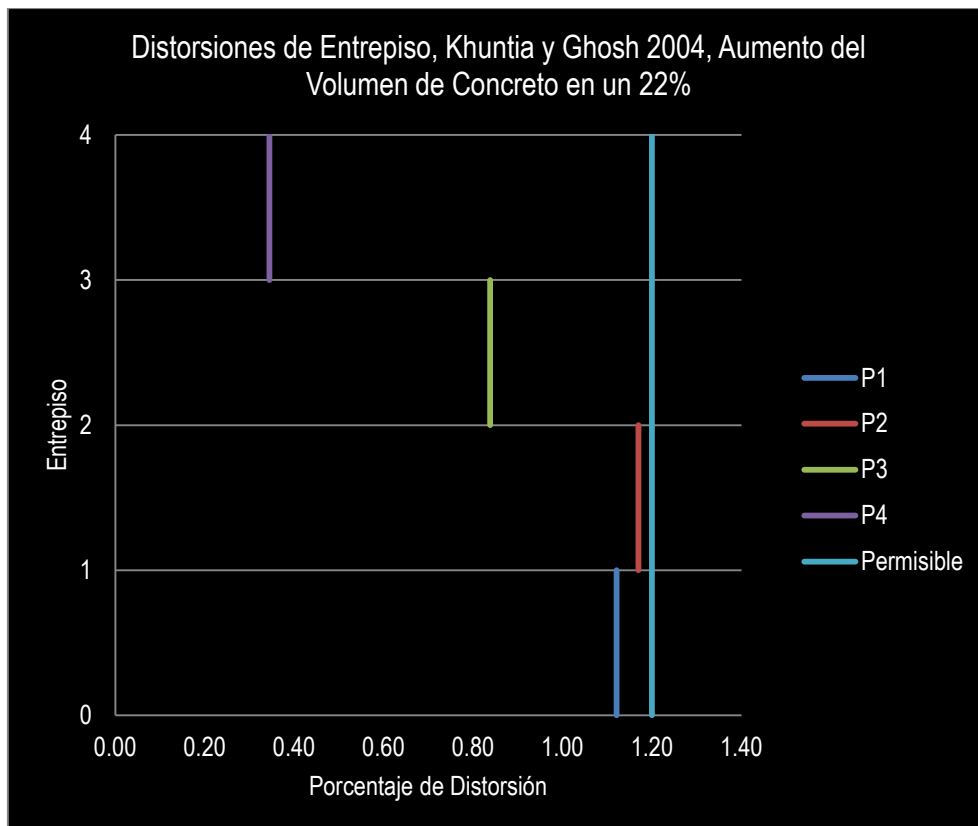
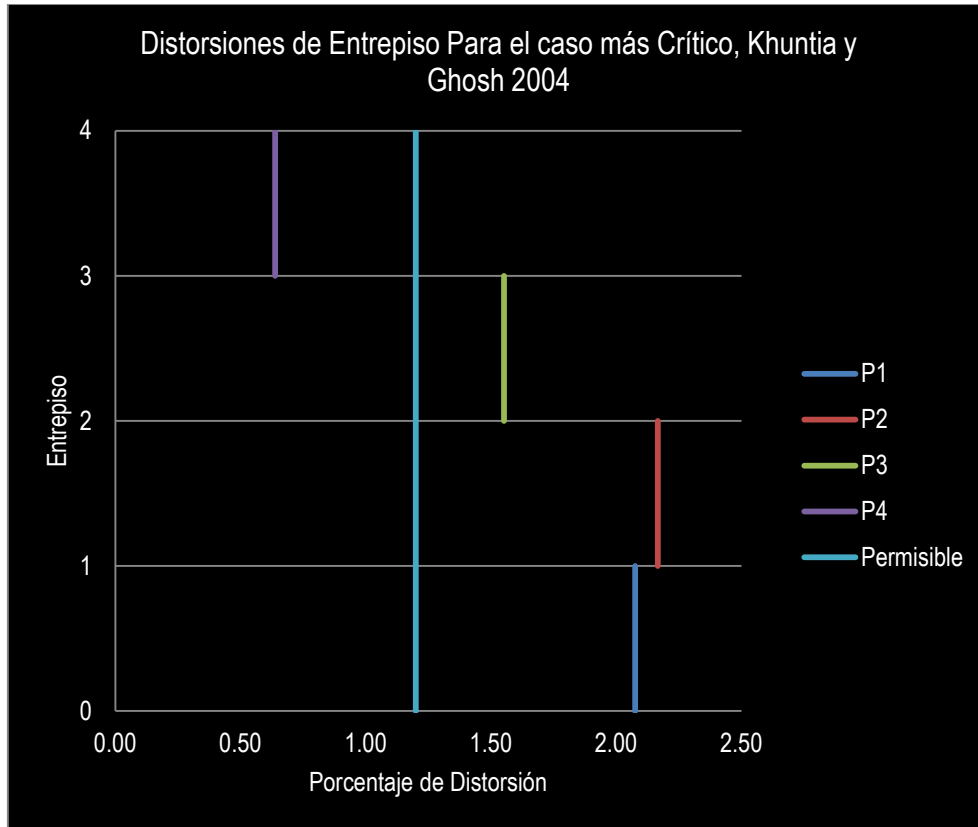
- Los puntos 96, 97, 98,99 y 100 son nodos centrales de la estructura, la cual al comportarse como diafragma rígido, representan las deformaciones laterales de ésta.

Diferentes Propuestas, Desplazamientos Laterales (cm) Q2		100% EI	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Alturas de Piso (cm)	0	0	0	0	0	0	0
	400	4.652	4.732	6.464	8.304	8.355	7.331
	700	8.527	8.752	11.688	14.803	14.787	13.058
	1000	11.332	11.665	15.447	19.460	19.391	17.166
	1300	12.518	12.904	17.014	21.375	21.276	18.858

Tabla B2, Desplazamientos Laterales de cada Piso, para las diferentes Propuestas de Valores para EI, Modelo A, Q=2

% de Distorsión de Entrepiso		100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Número de Entrepiso	1	1.163	1.183	1.616	2.076	2.089	1.833
	2	1.292	1.340	1.741	2.166	2.144	1.909
	3	0.935	0.971	1.253	1.552	1.535	1.369
	4	0.396	0.413	0.522	0.638	0.628	0.564

Tabla B3, Distorsiones de Entrepiso, Modelo A, Q=2



Gráficas B1 y B2 Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004), y Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004) con un incremento en el volumen de concreto del 22%, necesario para cumplir con los requisitos de estados límite de servicio del reglamento, Modelo A, Q=2

Volúmenes de Concreto (m3), empleados en la etapa de predimensionamiento del Modelo A con un Factor de Comportamiento Sísmico Q= 2	
Planta Baja (Columnas)	13.44
Planta Baja (Vigas)	17.8
1er Nivel (Columnas)	10.08
1er Nivel (Vigas)	17.8
2do Nivel (Columnas)	10.08
2do Nivel (Vigas)	17.8
3er Nivel (Columnas)	10.08
3er Nivel (Vigas)	17.8
Volumen Total de Concreto (m3)	114.88

Tabla B4, Volúmenes de Concreto Empleados en la Etapa de Predimensionamiento (Volumen Base)

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de EI	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	17.01	17.01	21	25.41	25.41	22.71
Planta Baja (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
1er Nivel (Columnas)	12.75	12.75	15.75	19.05	19.05	17.03
1er Nivel (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
2do Nivel (Columnas)	12.75	12.75	15.75	19.05	19.05	17.03
2do Nivel (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
3er Nivel (Columnas)	12.75	12.75	15.75	19.05	19.05	17.03
3er Nivel (Vigas)	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8
Volumen Total de Concreto (m3)	126.46	126.46	139.45	153.76	153.76	145
Incremento Relativo		Base	10%	22%	22%	15%

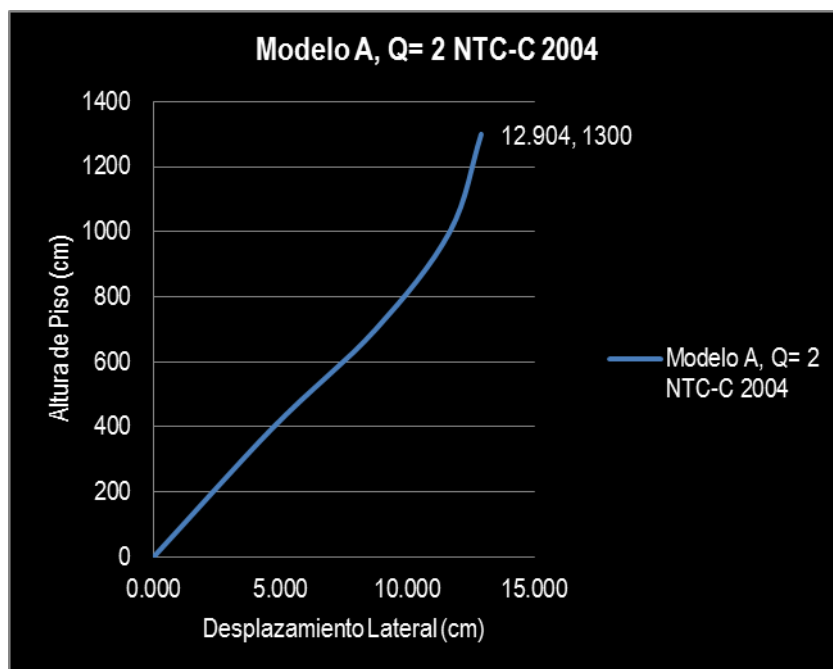
Tabla B5, Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Dimensiones finales de la estructura (m)	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
Planta Baja (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patin 0.4 X 0.2					
1er Nivel (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
1er Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patin 0.4 X 0.2					
2do Nivel (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
2do Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patin 0.4 X 0.2					
3er Nivel (Columnas)	0.45 X 0.45	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.55 X 0.55	0.55 X 0.55	0.52 X 0.52
3er Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patin 0.4 X 0.2					

Tabla B6, Dimensiones finales en la estructura, Modelo A, Q= 2

Desplazamientos Nodales, NTC-C 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	2.759	4.732	-0.091	-0.002	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	5.150	8.752	-0.169	-0.002	0.002	0.001
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	6.879	11.665	-0.218	-0.002	0.001	0.002
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	7.600	12.904	-0.233	-0.001	0.000	0.002

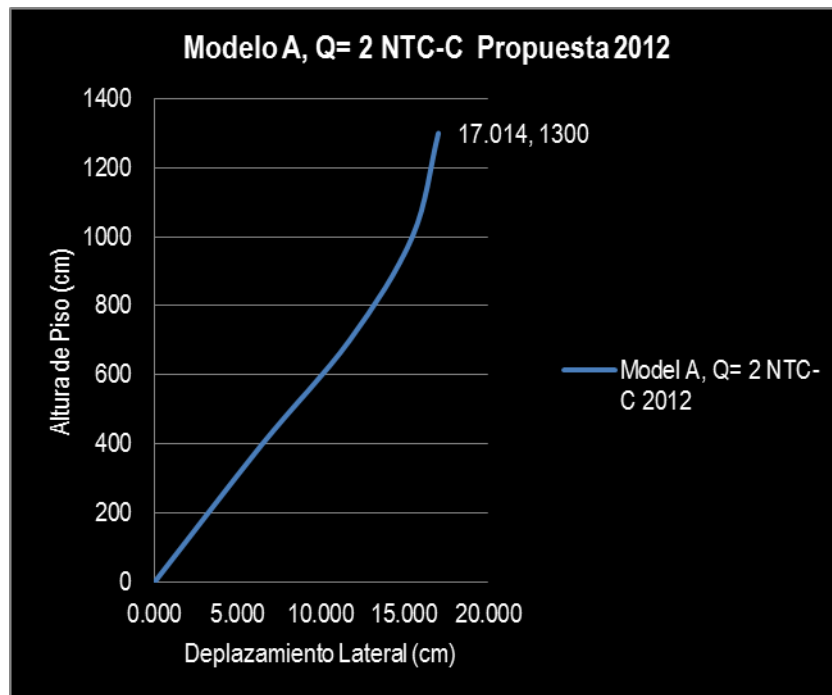
Tabla B7, Desplazamientos Laterales NTC C 2004



Gráfica B3, Desplazamientos Laterales NTC C 2004

Desplazamientos Nodales, NTC-C Propuesta 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	3.752	6.464	-0.092	-0.002	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	6.834	11.688	-0.170	-0.002	0.002	0.002
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	9.049	15.447	-0.219	-0.002	0.001	0.002
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	9.956	17.014	-0.235	-0.001	0.000	0.002

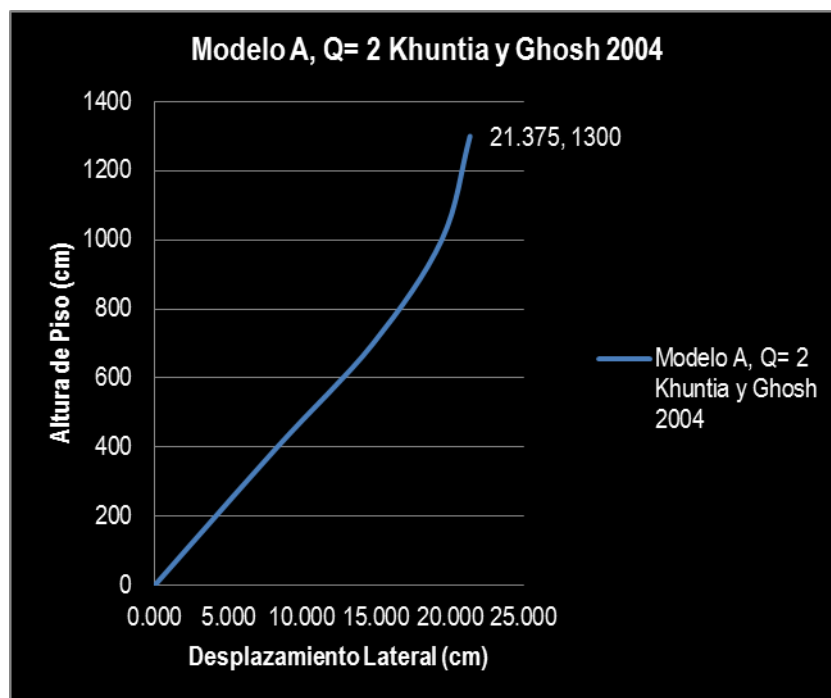
Tabla B8, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2012



Gráfica B4, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2012

Desplazamientos Nodales, Khuntia y Ghosh 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.809	8.304	-0.092	-0.002	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	8.624	14.803	-0.171	-0.002	0.002	0.002
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	11.355	19.460	-0.221	-0.002	0.001	0.003
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	12.462	21.375	-0.236	-0.001	0.000	0.003

Tabla B9, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004



Gráfica B5, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004

Elementos Mecánicos obtenidos en la etapa de Predimensionamiento											
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Excentricidad	
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm	ex	ey
41	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-112266.410	13389.775	18202.757	32256.145	3687283.659	2749316.210	-24.489	-32.844
42	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-82022.729	13604.216	19090.712	22017.938	2863166.812	2021063.980	-24.640	-34.907
43	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-52714.977	9828.406	13647.827	15891.126	2029419.494	1447113.038	-27.452	-38.498
44	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-23816.193	5179.604	7158.079	8695.496	1052202.622	746087.521	-31.327	-44.180

Tabla B10, Carga Axial de la Estructura en la Etapa de Predimensionamiento, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	Pu (Kg)	Po (Kg)	ex/h	ey/h	Pu/P0	Factor lex	Factor ley	ex	ey
Columnas PB	-112266.410	411820	0.490	0.657	-0.273	0.466	0.466	-24.490	-32.840
Columnas 1er nivel	-82022.730	411820	0.493	0.698	-0.199	0.426	0.426	-24.640	-34.910
Columnas 2do nivel	-52714.980	411820	0.549	0.770	-0.128	0.388	0.388	-27.450	-38.500
Columnas 3er nivel	-23816.190	411820	0.627	0.884	-0.058	0.351	0.351	-31.330	-44.180

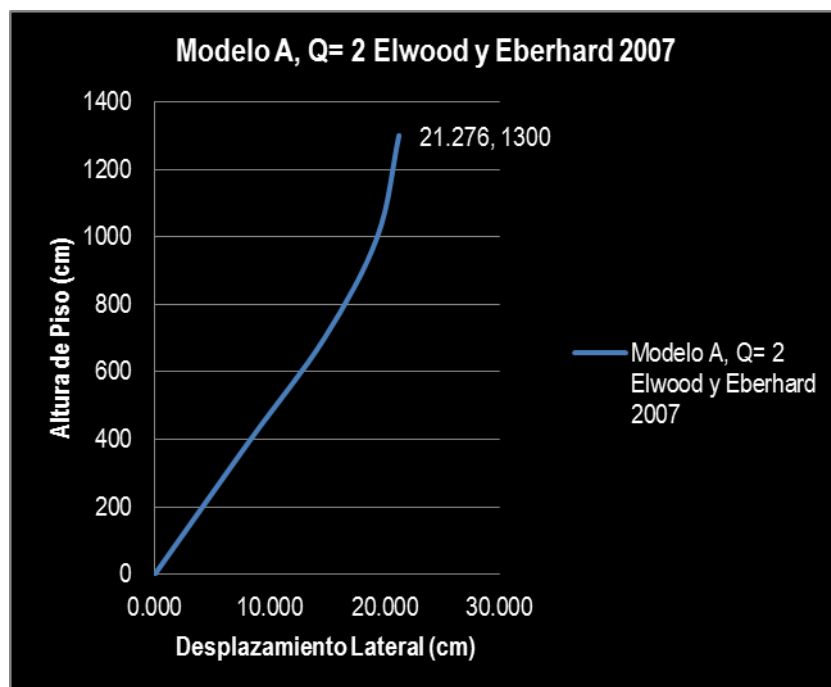
Tabla B11, Ecuación 3.1 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	b (cm)	d (cm)	Factor lex	Factor ley	Factor lex Tomando en Cuenta la Contribución del Patin Superior	Factor ley Tomando en Cuenta la Contribución del Patin Superior
Vigas PB	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313
Vigas 1er nivel	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313
Vigas 2do nivel	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313
Vigas 3er nivel	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313

Tabla B12, Ecuación 3.5 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Vigas, Khuntia y Ghosh 2004

Desplazamientos Nodales, Elwood y Eberhard 2007									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.813	8.355	-0.091	-0.001	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	8.544	14.787	-0.170	-0.002	0.002	0.002
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	11.209	19.391	-0.219	-0.001	0.001	0.003
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	12.283	21.276	-0.234	-0.001	0.000	0.003

Tabla B13, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007



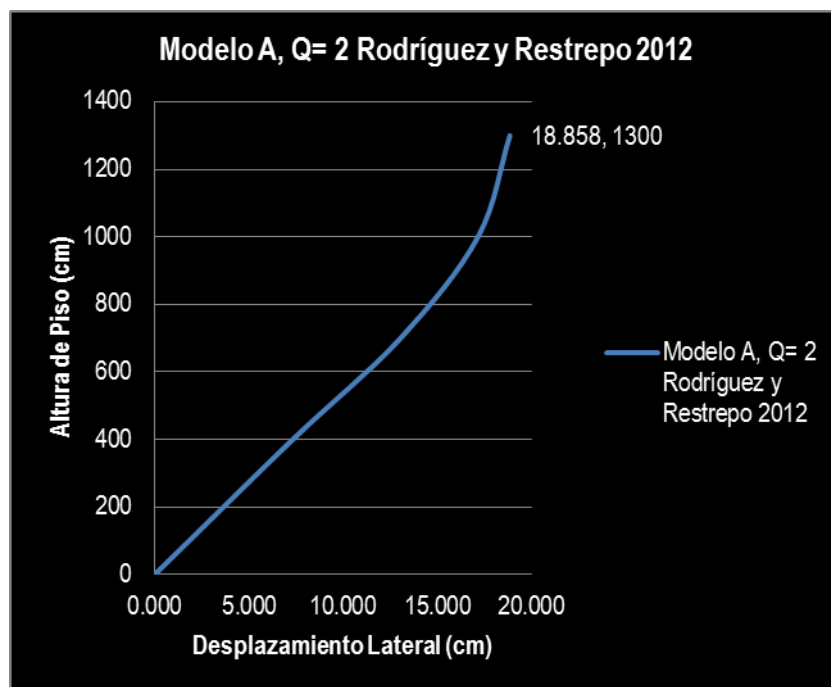
Gráfica B6, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007

Elemento	Igx (cm ⁴)	Igy (cm ⁴)	f _c (Kg/cm ²)	Ag (cm ²)	D (cm)	db (cm)	
	213333.333	213333.333	250.000	1600.000	40.000	1.905	
	P (Kg)	db/D	D/a	I _{ex} (cm ⁴)	I _{ey} (cm ⁴)	Factor I _{ex}	Factor I _{ey}
Columnas PB	112266.410	0.048	0.200	119979.757	119979.757	0.562	0.562
Columnas 1er nivel	82022.729	0.056	0.267	78144.459	78144.459	0.366	0.366
Columnas 2do nivel	52714.977	0.056	0.267	63274.975	63274.975	0.297	0.297
Columnas 3er nivel	23816.193	0.056	0.267	48612.985	48612.985	0.228	0.228

Tabla B14, Ecuación 3.8 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Elwood y Eberhard 2007

Desplazamientos Nodales, Rodríguez y Restrepo 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.225	7.331	-0.091	-0.002	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	7.552	13.058	-0.169	-0.002	0.002	0.002
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	9.933	17.166	-0.218	-0.001	0.001	0.002
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	10.897	18.858	-0.233	-0.001	0.000	0.003

Tabla B15, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012



Gráfica B7, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012

Igx (cm ⁴)	Igy (cm ⁴)	f'c (Kg/cm ²)	Ag (cm ²)		
Elemento	P (Kg)	I _{lex} (cm ⁴)	I _{ley} (cm ⁴)	Factor I _{lex}	Factor I _{ley}
Columnas PB	112266.410	94008.752	94008.752	0.441	0.441
Columnas 1er nivel	82022.729	77878.789	77878.789	0.365	0.365
Columnas 2do nivel	52714.977	62247.988	62247.988	0.292	0.292
Columnas 3er nivel	23816.193	46835.303	46835.303	0.220	0.220

Tabla B16, Ecuación 3.9 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Rodríguez y Restrepo 2012

APÉNDICE B, Modelo A, Q= 4

Desplazamientos Nodales, 100% EI									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	2.690	3.043	-0.090	-0.001	0.002	0.000
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.957	5.575	-0.167	-0.001	0.002	0.001
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	6.592	7.407	-0.216	-0.001	0.001	0.001
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	7.269	8.182	-0.231	0.000	0.000	0.001

Tabla B17, Desplazamientos Laterales, 100% EI

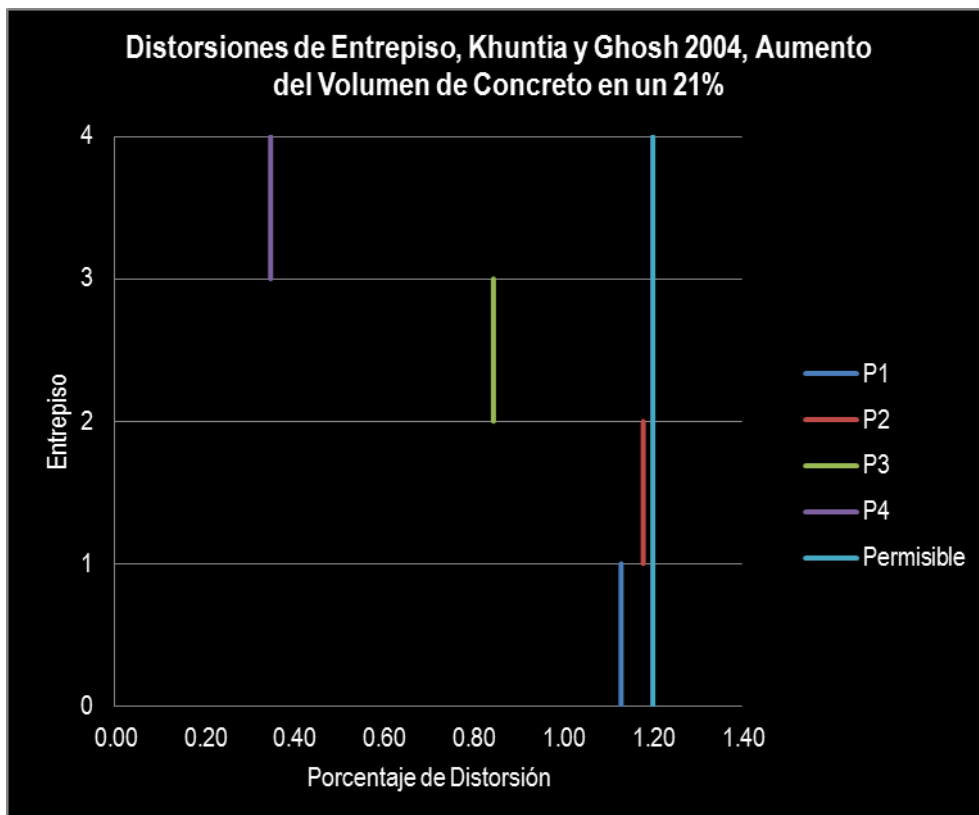
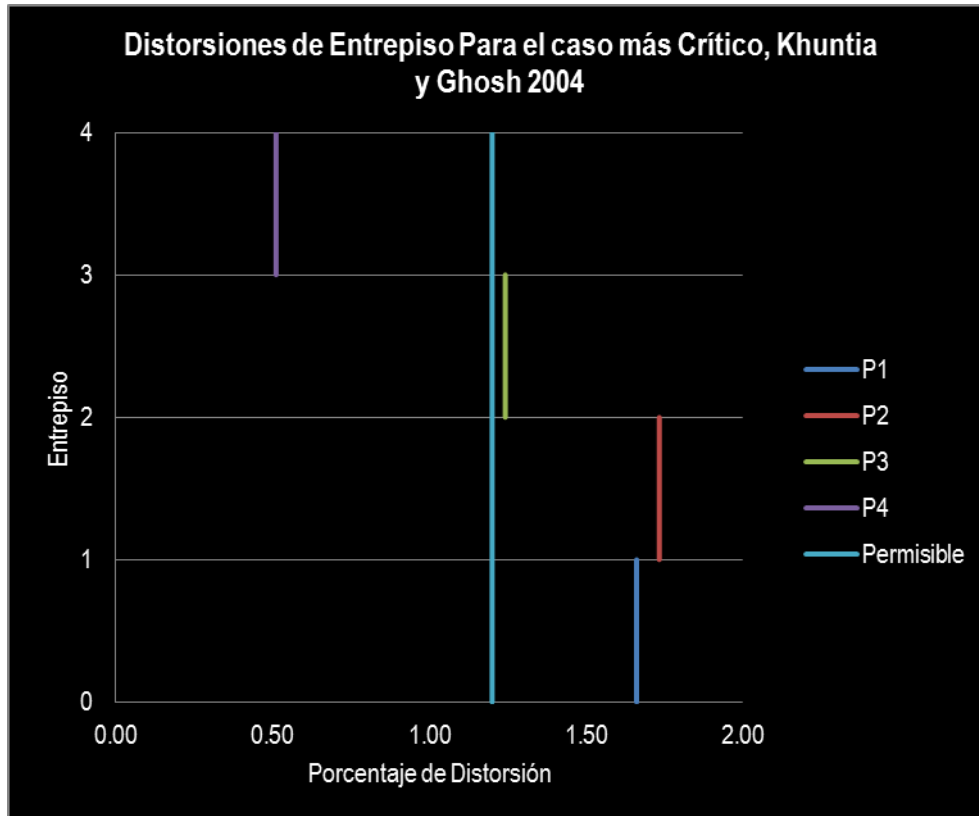
- Los puntos 96, 97, 98,99 y 100 son nodos centrales de la estructura, la cual al comportarse como diafragma rígido, representan las deformaciones laterales de ésta.

Diferentes Propuestas, Desplazamientos Laterales (cm) Q4		100% EI	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Alturas de (cm)	Piso 0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	400	3.043	3.094	4.228	6.643	6.475	5.351
	700	5.575	5.719	8.108	11.842	11.460	9.532
	1000	7.407	7.622	10.097	15.568	15.028	12.531
	1300	8.182	8.430	11.121	17.100	16.489	13.766

Tabla B18, Desplazamientos Laterales de cada Piso, para las diferentes Propuestas de Valores para EI, Modelo A, Q=4

% de Distorsión de Entrepiso		100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Número de Entrepiso	1	0.761	0.774	1.057	1.661	1.619	1.338
	2	0.844	0.875	1.293	1.733	1.662	1.394
	3	0.611	0.634	0.663	1.242	1.189	1.000
	4	0.258	0.270	0.341	0.511	0.487	0.412

Tabla B19, Distorsiones de Entrepiso, Modelo A, Q=4



Gráficas B8 y B9 Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004), y Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004) con un incremento en el volumen de concreto del 21%, necesario para cumplir con los requisitos de estados límite de servicio del reglamento, Modelo A, Q=4

Volúmenes de Concreto (m3), empleados en la etapa de predimensionamiento del Modelo A con un Factor de Comportamiento Sísmico Q= 4	
Planta Baja (Columnas)	13.44
Planta Baja (Vigas)	17.8
1er Nivel (Columnas)	10.08
1er Nivel (Vigas)	17.8
2do Nivel (Columnas)	10.08
2do Nivel (Vigas)	17.8
3er Nivel (Columnas)	10.08
3er Nivel (Vigas)	17.8
Volumen Total de Concreto (m3)	114.88

Tabla B20, Volúmenes de Concreto Empleados en la Etapa de Predimensionamiento (Volumen Base)

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de EI	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	13.440	13.440	17.010	21.000	21.000	18.556
Planta Baja (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
1er Nivel (Columnas)	10.080	10.080	12.750	15.750	15.750	13.917
1er Nivel (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
2do Nivel (Columnas)	10.080	10.080	12.750	15.750	15.750	13.917
2do Nivel (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
3er Nivel (Columnas)	10.080	10.080	12.750	15.750	15.750	13.917
3er Nivel (Vigas)	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800	17.800
Volumen Total de Concreto (m3)	114.880	114.880	126.460	139.450	139.450	131.506
Incremento Relativo		Base	10%	21%	21%	14%

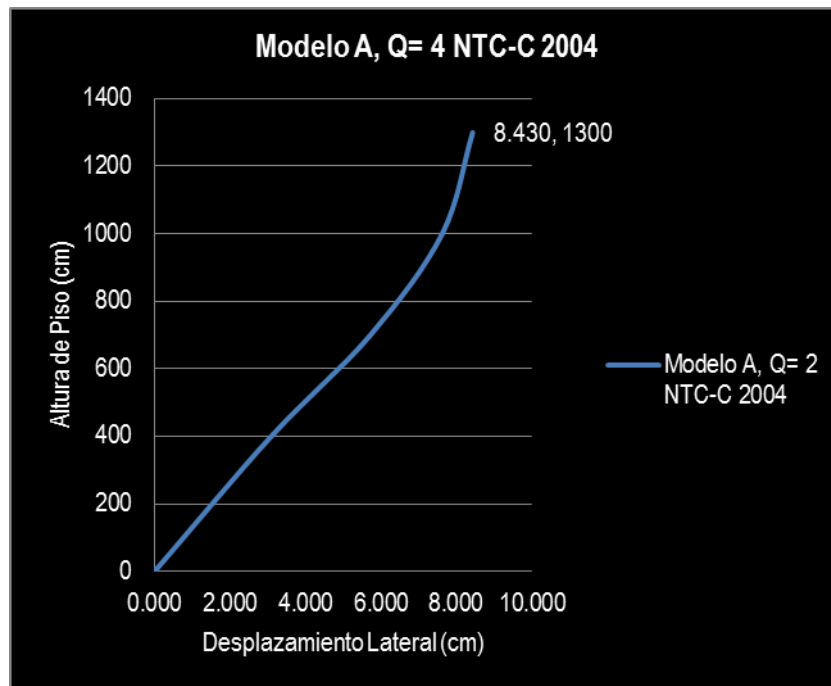
Tabla B21, Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Dimensiones finales de la estructura (m)	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	0.4 X 0.4	0.4 X 0.4	0.45 X 0.45	0.5 x 0.5	0.5 x 0.5	0.47 X 0.47
Planta Baja (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					
1er Nivel (Columnas)	0.4 X 0.4	0.4 X 0.4	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.5 X 0.5	0.47 X 0.47
1er Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					
2do Nivel (Columnas)	0.4 X 0.4	0.4 X 0.4	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.5 X 0.5	0.47 X 0.47
2do Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					
3er Nivel (Columnas)	0.4 X 0.4	0.4 X 0.4	0.45 X 0.45	0.5 X 0.5	0.5 X 0.5	0.47 X 0.47
3er Nivel (Vigas)	Alma 0.2 X 0.2, Patín 0.4 X 0.2					

Tabla B22, Dimensiones finales en la estructura, Modelo A, Q= 4

Desplazamientos Nodales, NTC-C 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	2.759	3.094	-0.091	-0.002	0.002	0.000
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	5.150	5.719	-0.169	-0.002	0.002	0.001
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	6.879	7.622	-0.218	-0.001	0.001	0.001
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	7.600	8.430	-0.233	0.000	0.000	0.001

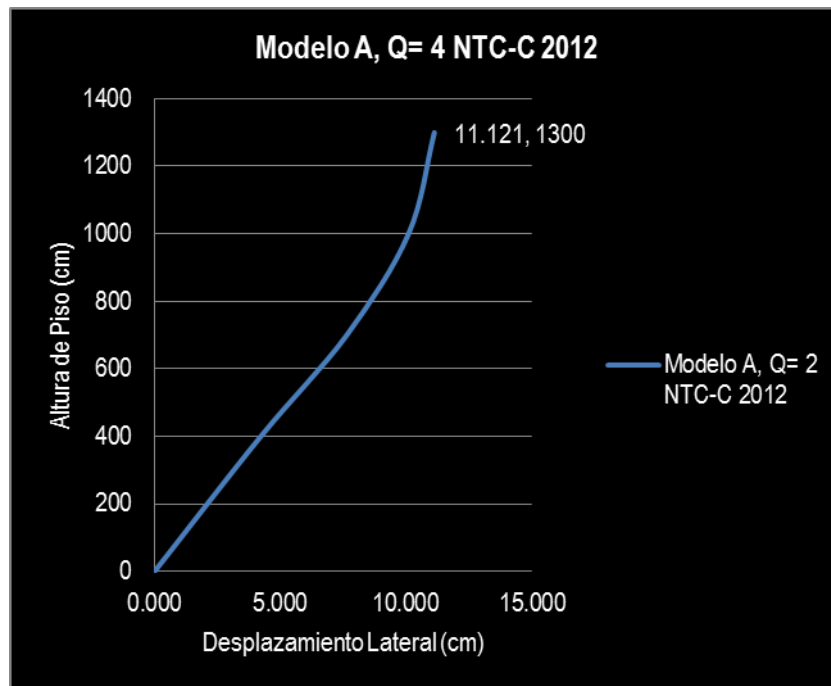
Tabla B23, Desplazamientos Laterales NTC C 2004



Gráfica B10, Desplazamientos Laterales NTC C 2004

Desplazamientos Nodales, NTC-C Propuesta 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	3.752	4.228	-0.092	-0.001	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	6.834	7.641	-0.170	-0.002	0.002	0.001
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	9.049	10.097	-0.219	-0.001	0.001	0.001
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	9.956	11.121	-0.235	0.000	0.000	0.001

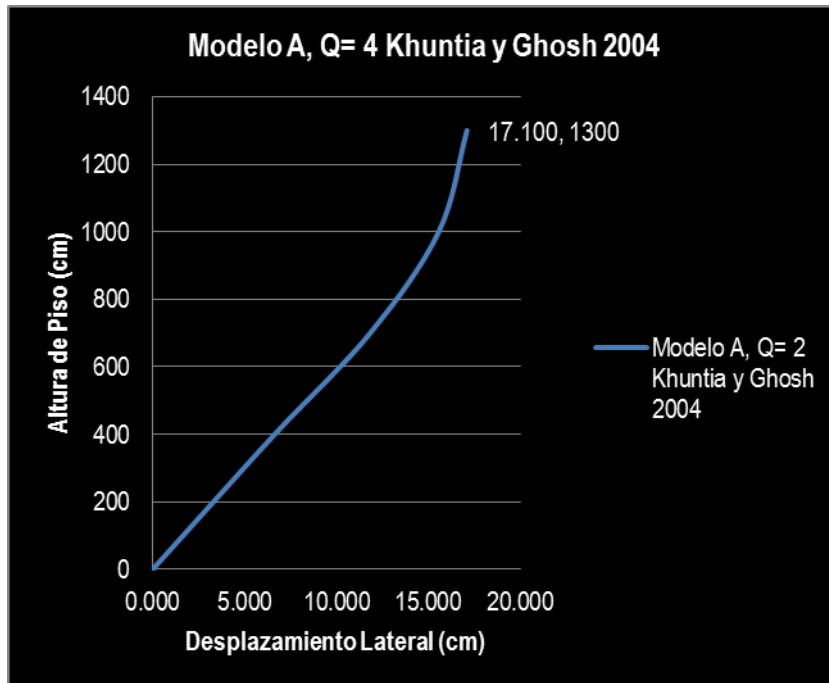
Tabla B24, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2004



Gráfica B11, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2012

Desplazamientos Nodales, Khuntia y Ghosh 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.809	6.643	-0.092	-0.002	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	8.624	11.842	-0.171	-0.002	0.002	0.002
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	11.355	15.568	-0.221	-0.002	0.001	0.003
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	12.462	17.100	-0.236	-0.001	0.000	0.003

Tabla B25, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004



Gráfica B12, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004

Elementos Mecánicos obtenidos en la etapa de Predimensionamiento											
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Excentricidad	
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm	ex	ey
41	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-89003.992	10615.32	14431.01	25572.44	2923251.910	2179638.076	-24.489	-32.844
42	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-65027.028	10785.32	15134.98	17455.66	2269898.013	1602284.957	-24.640	-34.907
43	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-41792.054	7791.89	10819.9	12598.37	1608909.148	1147260.787	-27.452	-38.498
44	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	-18881.306	4106.353	5674.874	6893.726	834178.655	591492.810	-31.327	-44.180

Tabla B26, Carga Axial de la Estructura en la Etapa de Predimensionamiento, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	Pu (Kg)	Po (Kg)	ex/h	ey/h	Pu/P0	Factor lex	Factor ley	ex	ey
Columnas PB	-89003.992	411820.000	0.490	0.657	-0.216	0.435	0.435	-24.489	-32.844
Columnas 1er nivel	-65027.028	411820.000	0.493	0.698	-0.158	0.404	0.404	-24.640	-34.907
Columnas 2do nivel	-41792.054	411820.000	0.549	0.770	-0.101	0.374	0.374	-27.452	-38.498
Columnas 3er nivel	-18881.306	411820.000	0.627	0.884	-0.046	0.345	0.345	-31.327	-44.180

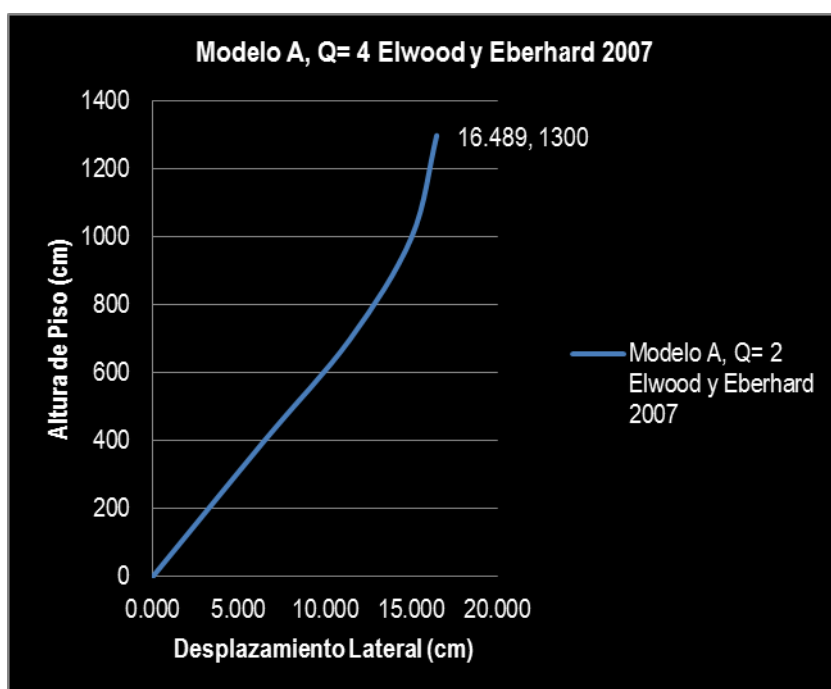
Tabla B27, Ecuación 3.1 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	b (cm)	d (cm)	Factor lex	Factor ley	Factor lex Tomando en Cuenta la Contribución del Patin Superior	Factor ley Tomando en Cuenta la Contribución del Patin Superior
Vigas PB	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313
Vigas 1er nivel	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313
Vigas 2do nivel	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313
Vigas 3er nivel	20	30	0.392	0.392	0.313	0.313

Tabla B28, Ecuación 3.5 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Vigas, Khuntia y Ghosh 2004

Desplazamientos Nodales, Elwood y Eberhard 2007									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.813	6.475	-0.091	-0.001	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	8.544	11.460	-0.170	-0.002	0.002	0.002
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	11.209	15.028	-0.219	-0.001	0.001	0.003
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	12.283	16.489	-0.234	-0.001	0.000	0.003

Tabla B29, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007



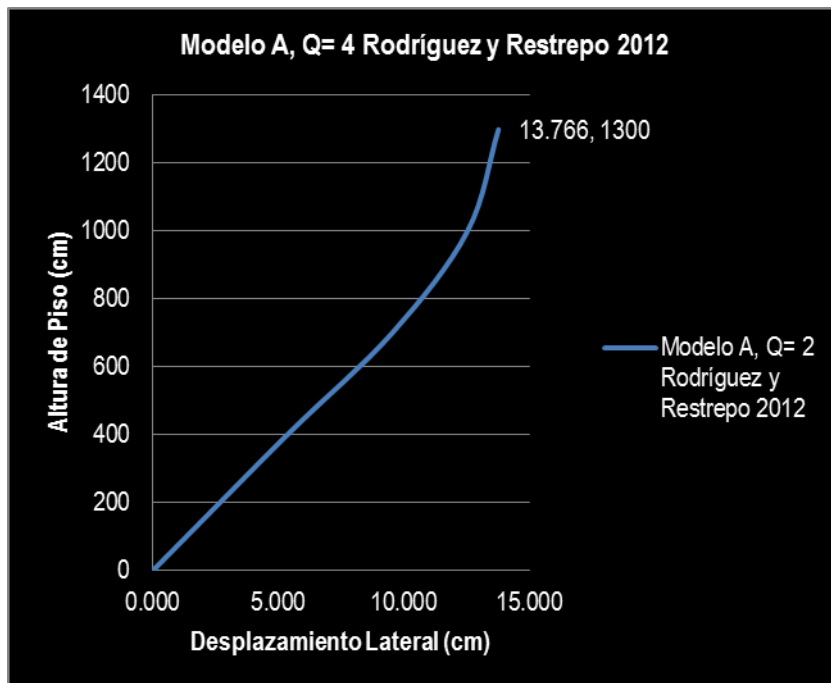
Gráfica B13, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007

Elemento	Igx (cm ⁴)	Igy (cm ⁴)	f'c (Kg/cm ²)	Ag (cm ²)	D (cm)	db (cm)	
	P (Kg)	db/D	D/a	I _{ex} (cm ⁴)	I _{ey} (cm ⁴)	Factor I _{ex}	Factor I _{ey}
Columnas PB	89003.992	0.048	0.200	104833.104	104833.104	0.491	0.491
Columnas 1er nivel	65027.028	0.056	0.267	69521.577	69521.577	0.326	0.326
Columnas 2do nivel	41792.054	0.056	0.267	57733.158	57733.158	0.271	0.271
Columnas 3er nivel	18881.306	0.056	0.267	46109.237	46109.237	0.216	0.216

Tabla B30, Ecuación 3.8 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Elwood y Eberhard 2007

Desplazamientos Nodales, Rodríguez y Restrepo 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
96	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
97	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	4.225	5.351	-0.091	-0.002	0.002	0.001
98	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	7.552	9.532	-0.169	-0.002	0.002	0.002
99	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	9.933	12.531	-0.218	-0.001	0.001	0.002
100	(CM+CV)1.1+SYD+0.3SXD	Combination	Max	10.897	13.766	-0.233	-0.001	0.000	0.003

Tabla B31, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012



Gráfica B14, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012

Igx (cm4)	Igy (cm4)	f'c (Kg/cm2)	Ag (cm2)		
213333.333	213333.333	250.000	1600.000		
Elemento	P (Kg)	I _{ex} (cm4)	I _{ey} (cm4)	Factor I _{ex}	Factor I _{ey}
Columnas PB	89003.992	81602.129	81602.129	0.383	0.383
Columnas 1er nivel	65027.028	68814.415	68814.415	0.323	0.323
Columnas 2do nivel	41792.054	56422.429	56422.429	0.264	0.264
Columnas 3er nivel	18881.306	44203.363	44203.363	0.207	0.207

Tabla B27, Ecuación 3.9 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Rodríguez y Restrepo 2012

APÉNDICE B, Modelo B, Q= 2

Desplazamientos Nodales, 100% EI									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.011	4.237	-0.466	0.009	0.000	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	8.338	-0.860	0.009	0.000	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	12.069	-1.204	0.009	0.000	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	15.637	-1.521	0.008	0.000	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	18.967	-1.808	0.008	-0.001	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	21.990	-2.059	0.007	-0.001	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	24.640	-2.270	0.007	-0.001	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	26.855	-2.434	0.006	-0.001	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.003	28.580	-2.545	0.004	0.000	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.024	29.794	-2.596	0.004	-0.001	0.000

Tabla B28, Desplazamientos Laterales, 100% EI

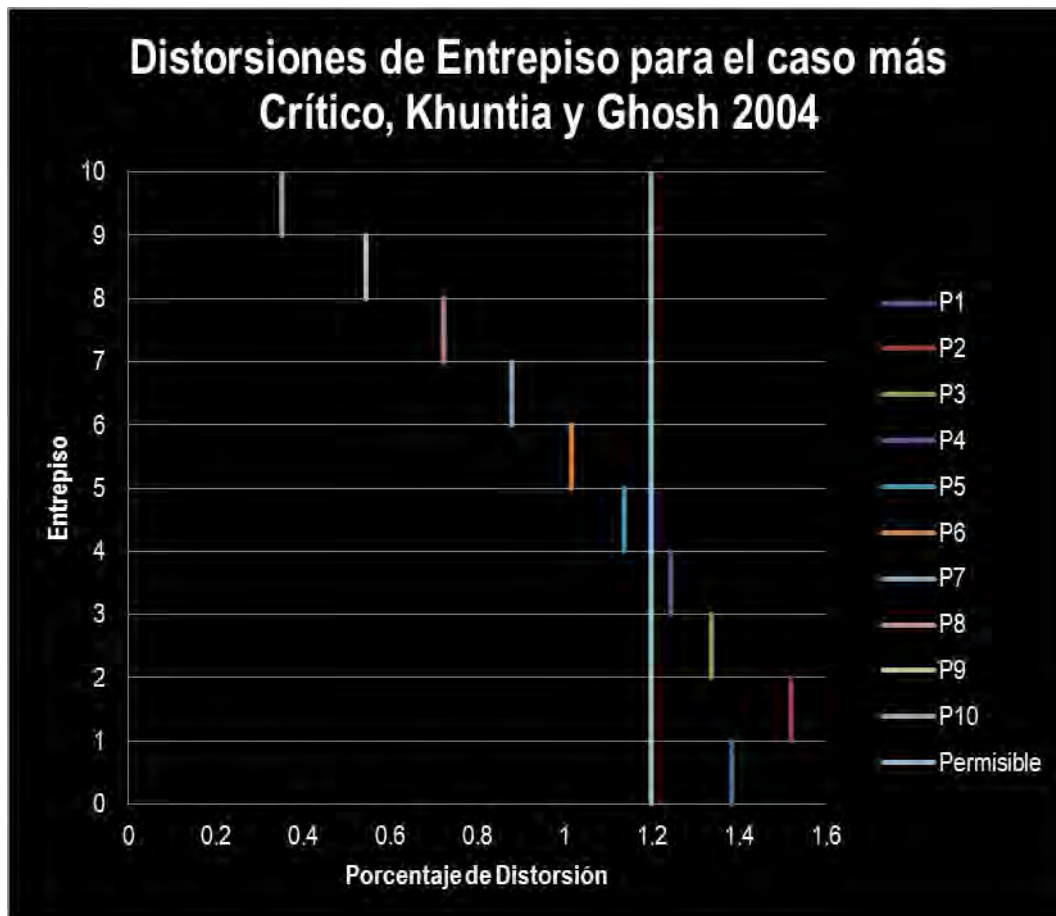
- Los puntos 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175 y 176, son nodos centrales de la estructura, la cual al comportarse como diafragma rígido, representan las deformaciones laterales de ésta.

Diferentes Propuestas, Desplazamientos Laterales (cm) Q2	100% EI	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Alturas de Piso (cm)	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	450	4.237	4.044	4.721	6.231	7.218
	800	8.338	8.313	9.225	11.552	12.406
	1150	12.069	12.234	13.541	16.236	16.905
	1500	15.637	15.955	17.067	20.595	21.095
	1850	18.967	19.401	20.569	24.579	24.925
	2200	21.990	22.507	23.714	28.139	28.351
	2550	24.640	25.209	26.442	31.221	31.388
	2900	26.855	27.447	28.693	33.756	33.770
	3250	28.580	29.163	30.405	35.666	35.606
	3600	29.794	30.343	31.550	36.901	36.683

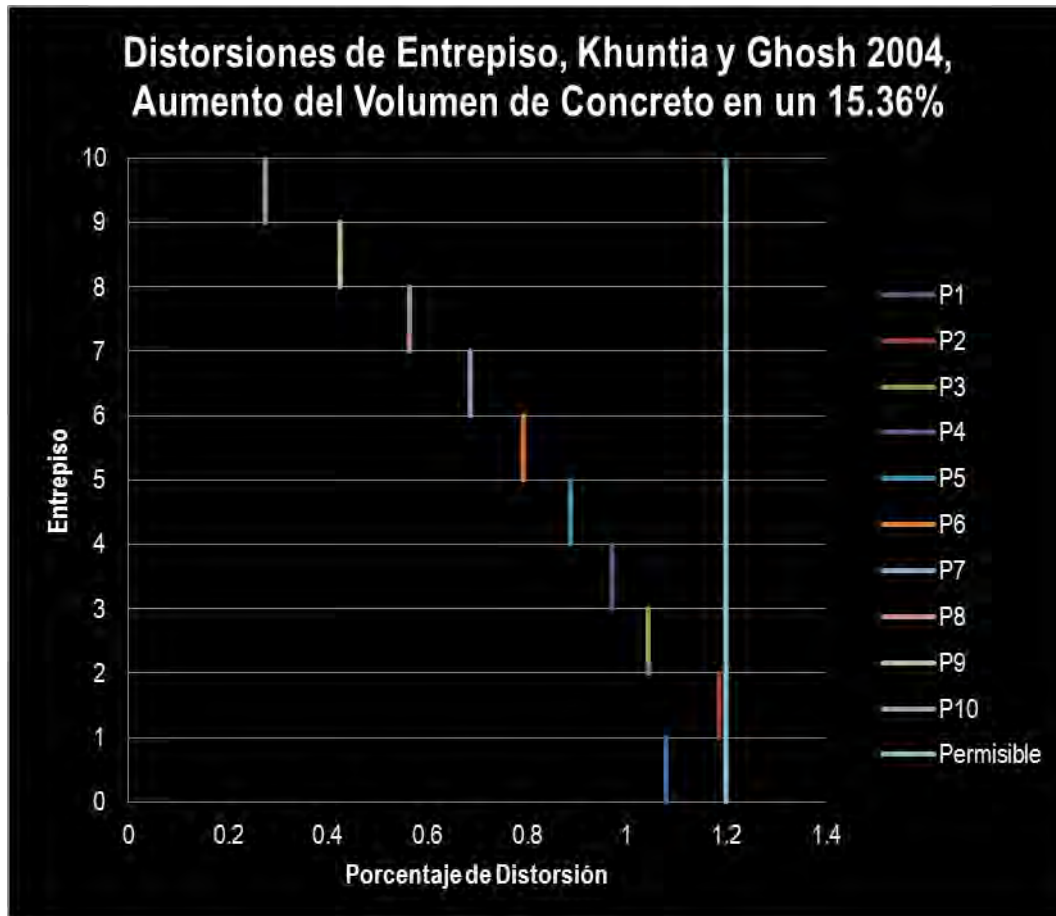
 Tabla B29 Desplazamientos Laterales de cada Piso, para las diferentes Propuestas de Valores para EI_e , Modelo B, Q= 2

% de Distorsión de Entrepiso	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012	
Número de Entrepiso	1	0.941	0.899	1.049	1.385	1.701	1.604
	2	1.172	1.220	1.287	1.520	1.487	1.482
	3	1.066	1.120	1.233	1.338	1.272	1.286
	4	1.019	1.063	1.008	1.246	1.174	1.197
	5	0.951	0.985	1.001	1.138	1.068	1.094
	6	0.864	0.887	0.898	1.017	0.953	0.979
	7	0.757	0.772	0.780	0.881	0.826	0.848
	8	0.633	0.639	0.643	0.724	0.680	0.698
	9	0.493	0.490	0.489	0.545	0.511	0.526
	10	0.347	0.337	0.327	0.353	0.321	0.338

Tabla B30, Distorsiones de Entrepiso, Modelo B, Q= 2



Gráfica B15 Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004), Modelo B, Q=2



Gráfica B16 Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004) con un incremento en el volumen de concreto del 15.36%, necesario para cumplir con los requisitos de estados límite de servicio del reglamento, Modelo B, Q=2

Volúmenes de Concreto (m ³), empleados en la etapa de predimensionamiento del Modelo B con un Factor de Comportamiento Sísmico Q= 2	
Planta Baja (Columnas)	30.24
Planta Baja (Vigas)	42.24
1er Nivel (Columnas)	23.52
1er Nivel (Vigas)	42.24
2do Nivel (Columnas)	23.52
2do Nivel (Vigas)	42.24
3er Nivel (Columnas)	23.52
3er Nivel (Vigas)	42.24
4to Nivel (Columnas)	23.52
4to Nivel (Vigas)	42.24
5to Nivel (Columnas)	23.52
5to Nivel (Vigas)	42.24
6to Nivel (Columnas)	23.52
6to Nivel (Vigas)	42.24
7mo Nivel (Columnas)	23.52
7mo Nivel (Vigas)	42.24
8vo Nivel (Columnas)	23.52
8vo Nivel (Vigas)	42.24
9no Nivel (Columnas)	23.52
9no Nivel (Vigas)	42.24
Volumen Total de Concreto (m³)	664.32

Tabla B31, Volúmenes de Concreto Empleados en la Etapa de Predimensionamiento (Volumen Base)

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de EI	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	32.76	32.76	37.80	45.90	45.90	45.90
Planta Baja (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
1er Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
1er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
2do Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
2do Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
3er Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
3er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
4to Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
4to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
5to Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
5to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
6to Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
6to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
7mo Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
7mo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
8vo Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
8vo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
9no Nivel (Columnas)	25.48	25.48	29.40	35.70	35.70	35.70
9no Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
Volumen Total de Concreto (m3)	684.48	684.48	724.8	789.6	789.6	789.6
Incremento Relativo		Base	5.89%	15.36%	15.36%	15.36%

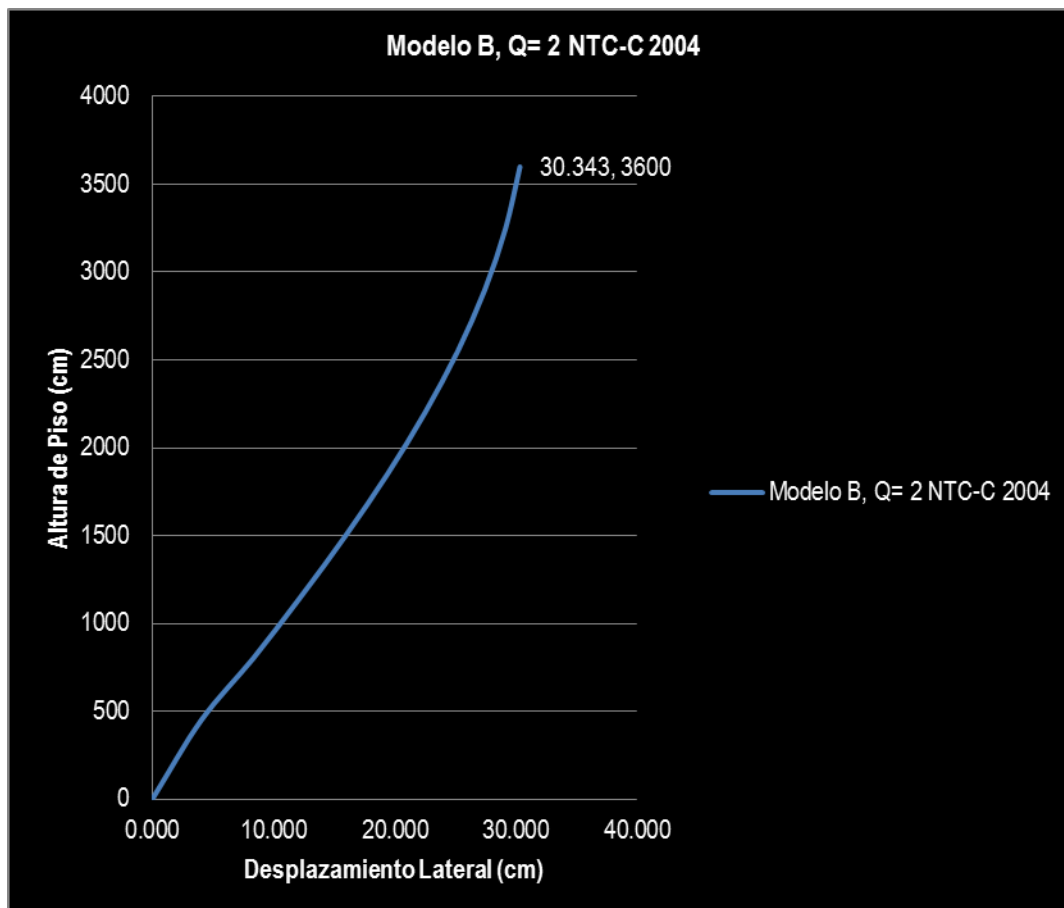
Tabla B32, Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Dimensiones finales de la estructura (m)	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
Planta Baja (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
1er Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
1er Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
2do Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
2do Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
3er Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
3er Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
4to Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
4to Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
5to Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
5to Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
6to Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
6to Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
7mo Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
7mo Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
8vo Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
8vo Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
9no Nivel (Columnas)	0.65 X 0.70	0.65 X 0.70	0.70 X 0.75	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85	0.75 X 0.85
9no Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					

Tabla B33, Dimensiones finales en la estructura, Modelo B, Q= 2

Desplazamientos Nodales, NTC-C 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.012	4.044	-0.522	0.010	0.000	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	8.313	-0.951	0.010	0.000	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	12.234	-1.321	0.010	0.000	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	15.955	-1.656	0.009	0.000	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	19.401	-1.955	0.009	0.000	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	22.507	-2.213	0.008	0.000	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	25.209	-2.426	0.007	-0.001	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.006	27.447	-2.590	0.006	-0.001	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	29.163	-2.701	0.004	0.000	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.023	30.343	-2.751	0.004	-0.001	0.000

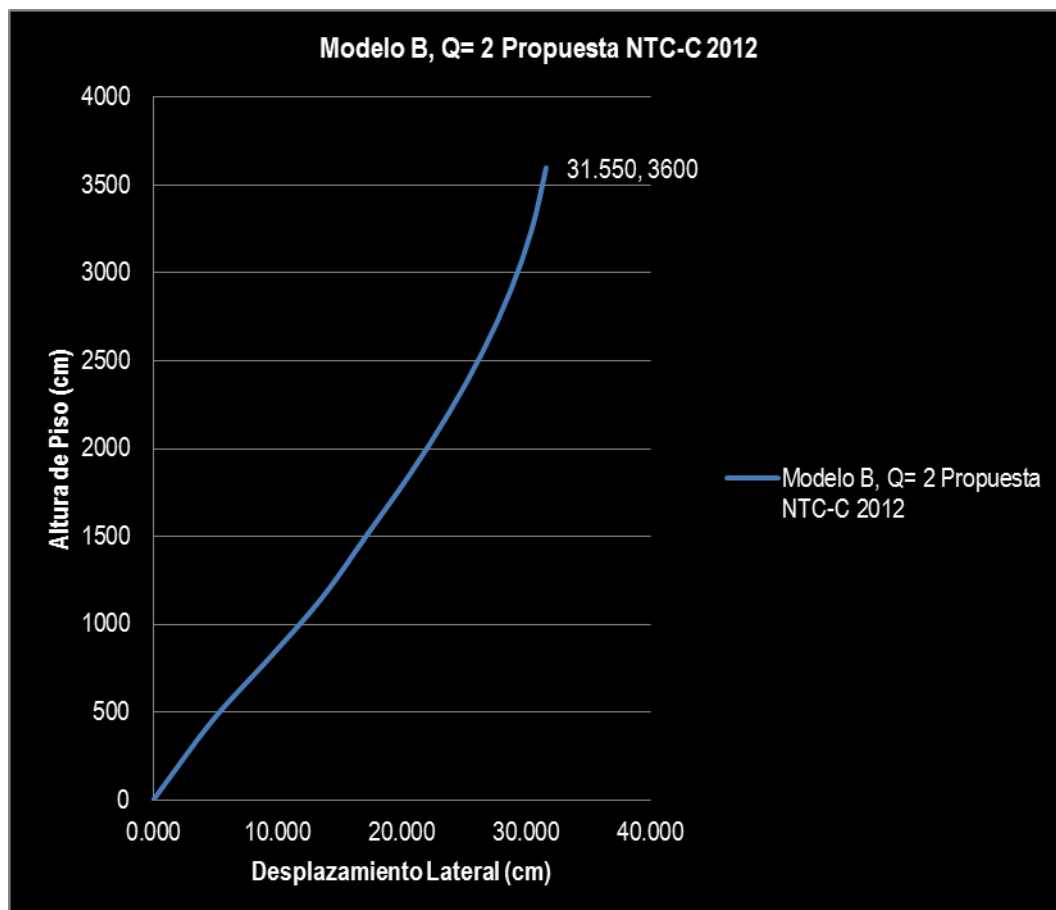
Tabla B34, Desplazamientos Laterales NTC C 2004



Gráfica B17, Desplazamientos Laterales NTC C 2004

Desplazamientos Nodales, NTC-C Propuesta 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.012	4.721	-0.565	0.010	-0.001	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	9.225	-1.028	0.010	-0.001	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	13.541	-1.454	0.010	-0.001	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	17.067	-1.783	0.009	-0.001	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	20.569	-2.101	0.009	-0.001	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	23.714	-2.374	0.008	-0.001	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	26.442	-2.599	0.007	-0.001	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.006	28.693	-2.771	0.006	-0.001	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	30.405	-2.887	0.004	-0.001	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.023	31.550	-2.940	0.004	-0.002	0.000

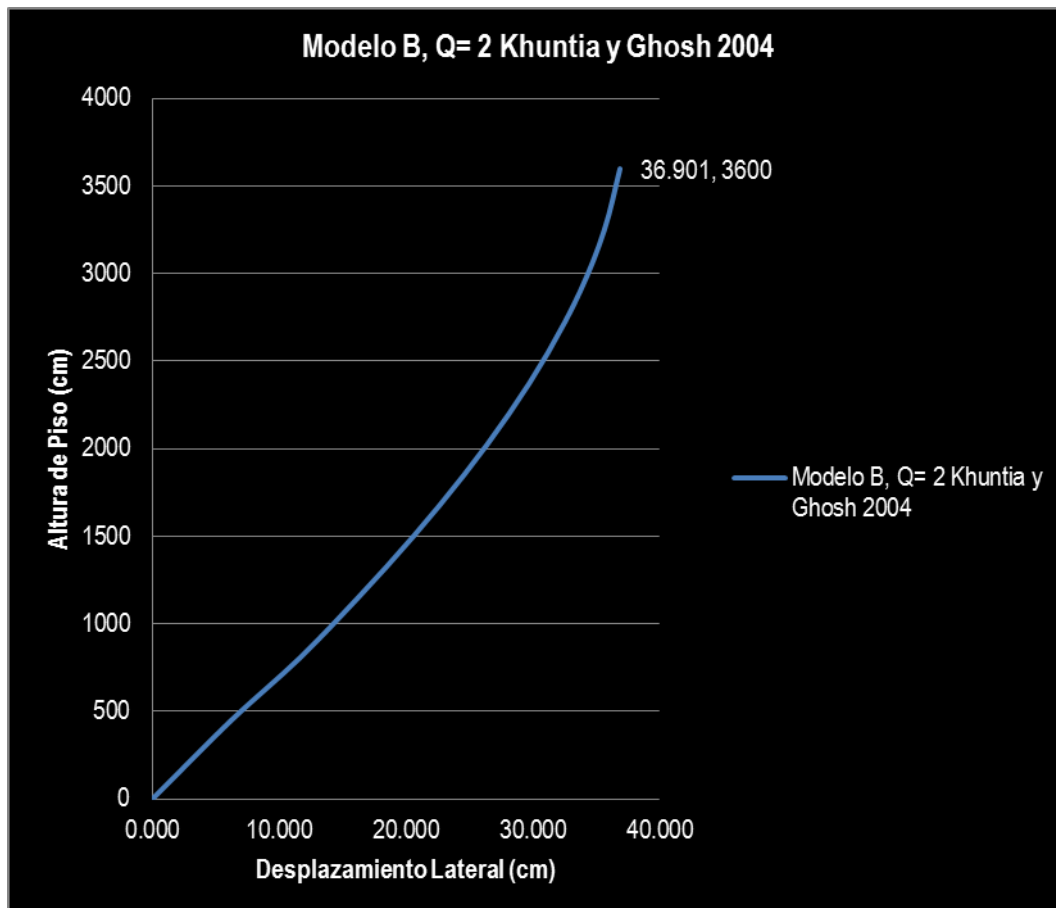
Tabla B35, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2012



Gráfica B18, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2012

Desplazamientos Nodales, Khuntia y Ghosh 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.012	6.231	-0.702	0.012	-0.001	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	11.552	-1.264	0.011	-0.001	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	16.236	-1.747	0.011	-0.001	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	20.595	-2.180	0.010	-0.001	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	24.579	-2.561	0.010	-0.001	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	28.139	-2.886	0.009	-0.001	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	31.221	-3.151	0.008	-0.001	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.007	33.756	-3.354	0.007	-0.001	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	35.666	-3.488	0.005	-0.001	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.026	36.901	-3.550	0.005	-0.003	0.000

Tabla B36, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004



Gráfica B19, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004

Elementos Mecánicos obtenidos en la etapa de Predimensionamiento											
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Excentricidad	
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm	ex	ey
151	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-331747.387	2005.493	28271.034	2222.065	8030396.609	303142.010	-0.914	-24.206
152	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-314252.366	5039.467	22069.331	3275.244	3714549.344	909801.532	-2.895	-11.820
153	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-295583.898	5266.906	22540.415	570.851	3900510.896	902128.524	-3.052	-13.196
154	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-273217.010	5748.868	21430.493	510.034	3655014.804	991930.910	-3.631	-13.378
155	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-247022.242	6141.719	20147.765	472.760	3395801.444	1063109.149	-4.304	-13.747
156	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-216861.200	6461.832	18524.202	465.745	3075202.053	1121478.144	-5.171	-14.181
157	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-182497.775	6703.556	16556.116	482.251	2693418.674	1166787.889	-6.393	-14.759
158	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-143584.727	6927.665	14222.363	490.986	2243304.572	1201959.027	-8.371	-15.624
159	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-99739.683	6586.496	11197.536	280.097	1696770.520	1201821.220	-12.050	-17.012
160	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-49983.700	9987.392	9142.770	1607.735	1240308.883	1409711.722	-28.203	-24.814

Tabla B37, Carga Axial de la Estructura en la Etapa de Predimensionamiento, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	Pu (Kg)	Po (Kg)	ex/h	ey/h	Pu/P0	Factor lex	Factor ley	ex	ey
Columnas PB	-331747.387	1192191.840	0.013	0.403	-0.278	0.538	0.538	-0.914	-24.206
Columnas 1er nivel	-314252.366	1192191.840	0.041	0.197	-0.264	0.529	0.529	-2.895	-11.820
Columnas 2do nivel	-295583.898	1192191.840	0.044	0.220	-0.248	0.519	0.519	-3.052	-13.196
Columnas 3er nivel	-273217.010	1192191.840	0.052	0.223	-0.229	0.508	0.508	-3.631	-13.378
Columnas 4to nivel	-247022.242	1192191.840	0.061	0.229	-0.207	0.494	0.494	-4.304	-13.747
Columnas 5to nivel	-216861.200	1192191.840	0.074	0.236	-0.182	0.479	0.479	-5.171	-14.181
Columnas 6to nivel	-182497.775	1192191.840	0.091	0.246	-0.153	0.461	0.461	-6.393	-14.759
Columnas 7mo nivel	-143584.727	1192191.840	0.120	0.260	-0.120	0.441	0.441	-8.371	-15.624
Columnas 8vo nivel	-99739.683	1192191.840	0.172	0.284	-0.084	0.419	0.419	-12.050	-17.012
Columnas 9no nivel	-49983.700	1192191.840	0.403	0.414	-0.042	0.393	0.393	-28.203	-24.814

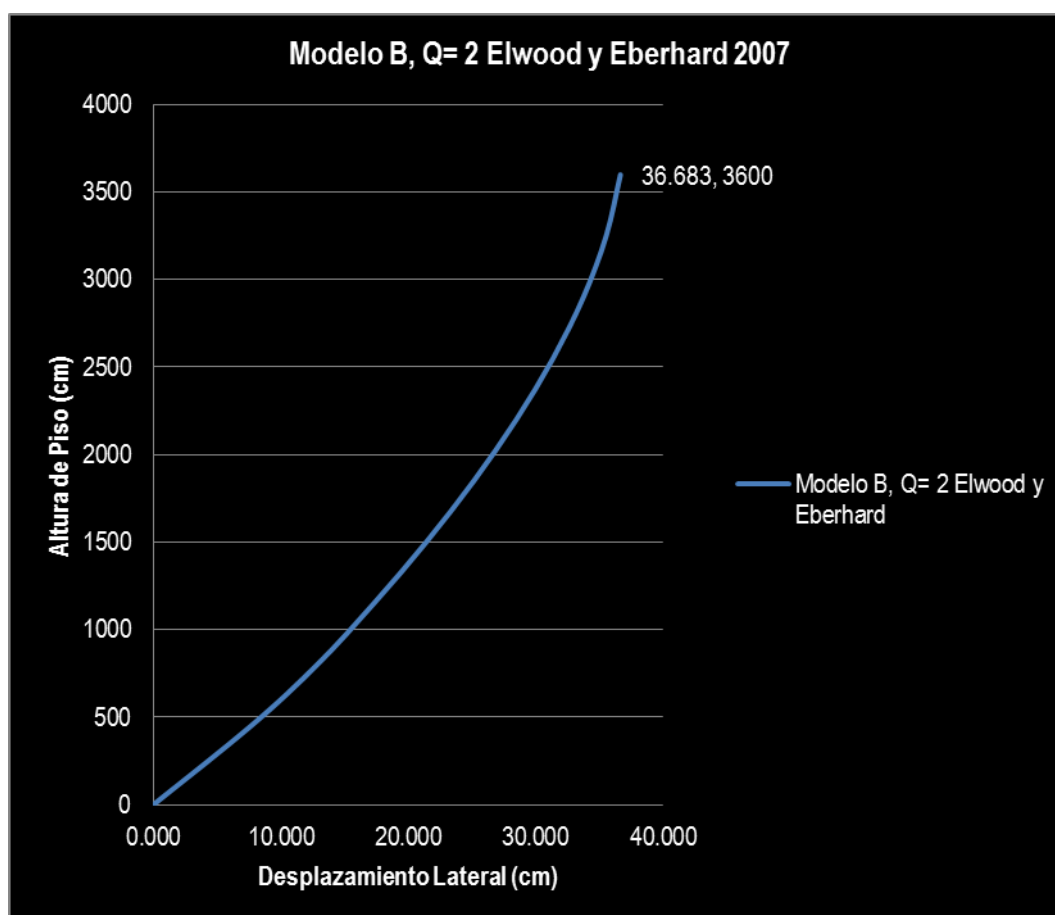
Tabla B38, Ecuación 3.1 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	b (cm)	d (cm)	Factor lex	Factor ley	Factor lex Tomando en Cuenta la Contribución del Patín Superior	Factor ley Tomando en Cuenta la Contribución del Patín Superior
Vigas PB	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 1er nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 2do nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 3er nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 4to nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 5to nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 6to nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 7mo nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 8vo nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 9no nivel	40	50	0.546	0.546	0.437	0.437

Tabla B39, Ecuación 3.5 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Vigas, Khuntia y Ghosh 2004

Desplazamientos Nodales, Elwood y Eberhard 2007									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.009	7.655	-0.722	0.008	-0.002	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	12.859	-1.302	0.008	-0.001	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	17.311	-1.799	0.008	-0.002	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	21.422	-2.246	0.008	-0.002	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	25.160	-2.637	0.008	-0.002	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	28.497	-2.971	0.008	-0.002	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	31.388	-3.243	0.007	-0.002	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.005	33.770	-3.450	0.006	-0.002	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	35.559	-3.588	0.005	-0.002	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.023	36.683	-3.650	0.005	-0.004	0.000

Tabla B40, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007



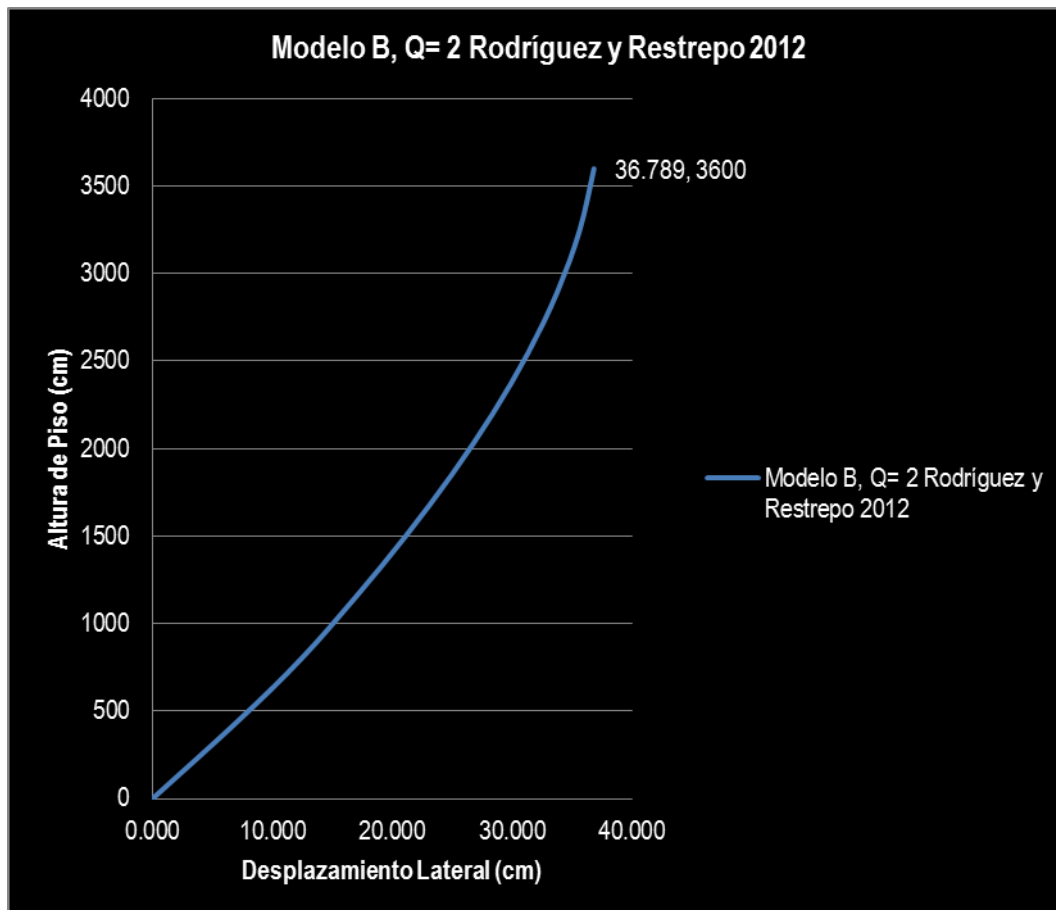
Gráfica B20, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007

Elemento	Igx (cm ⁴)	Igy (cm ⁴)	f'c (Kg/cm ²)	Ag (cm ²)	D (cm)	db (cm)	
	1715000	1260000	250	4200	70	2.54	
	P (Kg)	db/D	D/a	I _{ex} (cm ⁴)	I _{ey} (cm ⁴)	Factor I _{ex}	Factor I _{ey}
Columnas PB	331747.387	0.056	0.311	732924.248	538474.958	0.427	0.427
Columnas 1er nivel	314252.366	0.056	0.400	596597.563	438316.577	0.348	0.348
Columnas 2do nivel	295583.898	0.056	0.400	574466.395	422056.943	0.335	0.335
Columnas 3er nivel	273217.01	0.056	0.400	547950.810	402576.105	0.320	0.320
Columnas 4to nivel	247022.242	0.056	0.400	516897.335	379761.308	0.301	0.301
Columnas 5to nivel	216861.2	0.056	0.400	481141.906	353492.013	0.281	0.281
Columnas 6to nivel	182497.775	0.056	0.400	440404.620	323562.578	0.257	0.257
Columnas 7mo nivel	143584.727	0.056	0.400	394273.830	289670.569	0.230	0.230
Columnas 8vo nivel	99739.683	0.056	0.400	342296.237	251482.950	0.200	0.200
Columnas 9no nivel	49983.7	0.056	0.400	283311.322	208147.094	0.165	0.165

Tabla B41, Ecuación 3.8 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Elwood y Eberhard 2007

Desplazamientos Nodales, Rodríguez y Restrepo 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.010	7.218	-0.701	0.009	-0.001	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	12.406	-1.267	0.008	-0.001	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	16.905	-1.755	0.009	-0.001	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	21.095	-2.195	0.008	-0.001	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	24.925	-2.583	0.008	-0.002	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	28.351	-2.915	0.008	-0.002	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	31.319	-3.188	0.007	-0.002	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.005	33.763	-3.396	0.006	-0.002	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	35.606	-3.534	0.005	-0.002	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.025	36.789	-3.597	0.005	-0.003	0.000

Tabla B42, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012



Gráfica B21, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012

Igx (cm⁴)	Igy (cm⁴)	f'c (Kg/cm²)	Ag (cm²)		
1715000	1260000	250	4200		
Elemento	P (Kg)	I_{ex} (cm⁴)	I_{ey} (cm⁴)	Factor I_{ex}	Factor I_{ey}
Columnas PB	331747.387	816254.065	599696.864	0.476	0.476
Columnas 1er nivel	314252.366	787678.864	578702.839	0.459	0.459
Columnas 2do nivel	295583.898	757187.033	556300.678	0.442	0.442
Columnas 3er nivel	273217.010	720654.450	529460.412	0.420	0.420
Columnas 4to nivel	247022.242	677869.662	498026.690	0.395	0.395
Columnas 5to nivel	216861.200	628606.627	461833.440	0.367	0.367
Columnas 6to nivel	182497.775	572479.699	420597.330	0.334	0.334
Columnas 7mo nivel	143584.727	508921.721	373901.672	0.297	0.297
Columnas 8vo nivel	99739.683	437308.149	321287.620	0.255	0.255
Columnas 9no nivel	49983.700	356040.043	261580.440	0.208	0.208

Tabla B43, Ecuación 3.9 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Rodríguez y Restrepo 2012

APÉNDICE B, Modelo B, Q= 4

Desplazamientos Nodales, 100% EI									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.010	3.693	-0.407	0.008	0.000	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	7.269	-0.750	0.008	0.000	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	10.522	-1.049	0.008	0.000	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	13.633	-1.326	0.007	0.000	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	16.535	-1.576	0.007	0.000	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	19.170	-1.795	0.006	0.000	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	21.481	-1.979	0.006	-0.001	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	23.412	-2.122	0.005	-0.001	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.002	24.916	-2.219	0.004	0.000	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.021	25.975	-2.264	0.004	-0.001	0.000

Tabla B44, Desplazamientos Laterales, 100% EI

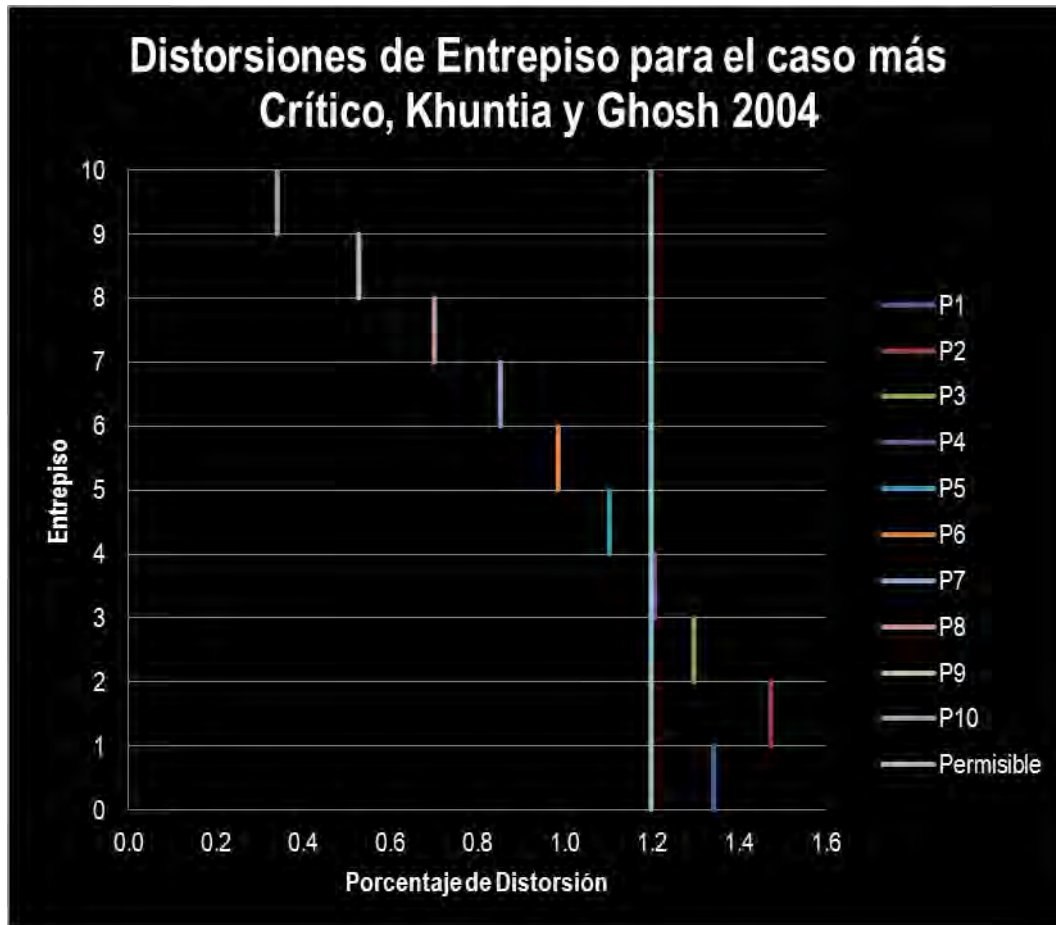
- Los puntos 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175 y 176, son nodos centrales de la estructura, la cual al comportarse como diafragma rígido, representan las deformaciones laterales de ésta.

Diferentes Propuestas, Desplazamientos Laterales (cm) Q4		100% EI	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Alturas de Piso (cm)	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	450	3.693	3.640	4.532	6.044	7.119	6.640
	800	7.269	7.481	8.856	11.205	11.959	11.413
	1150	10.522	11.010	12.999	15.749	16.100	15.553
	1500	13.633	14.360	16.384	19.978	19.923	19.407
	1850	16.535	17.461	19.746	23.842	23.399	22.931
	2200	19.170	20.256	22.765	27.295	26.502	26.083
	2550	21.481	22.688	25.385	30.285	29.191	28.814
	2900	23.412	24.702	27.546	32.744	31.406	31.062
	3250	24.916	26.247	29.188	34.596	33.069	32.757
	3600	25.975	27.309	30.288	35.794	34.115	33.846

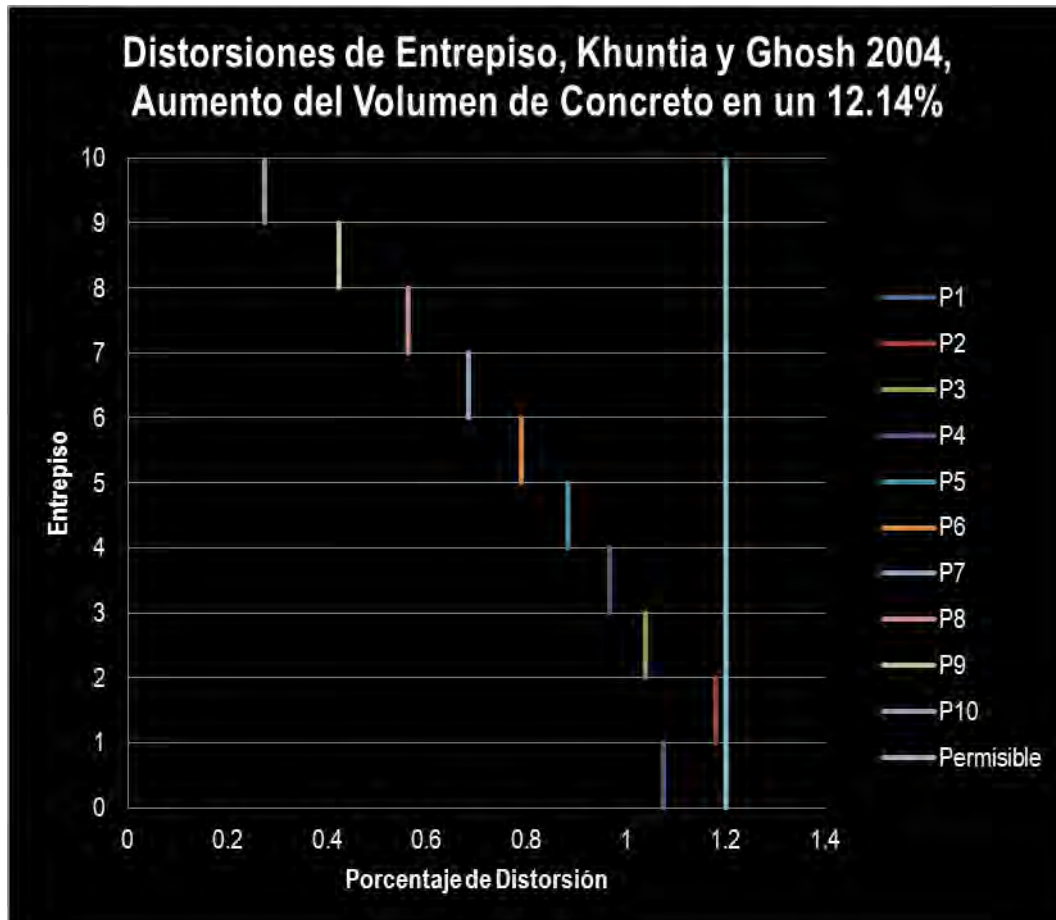
 Tabla B45, Desplazamientos Laterales de cada Piso, para las diferentes Propuestas de Valores para EI_e , Modelo B, Q= 4

% de Distorsión de Entrepiso		100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Número de Entrepiso	1	0.821	0.809	1.007	1.343	1.582	1.476
	2	1.022	1.098	1.235	1.475	1.383	1.364
	3	0.929	1.008	1.184	1.298	1.183	1.183
	4	0.889	0.957	0.967	1.208	1.092	1.101
	5	0.829	0.886	0.961	1.104	0.993	1.007
	6	0.753	0.799	0.862	0.987	0.887	0.901
	7	0.660	0.695	0.748	0.854	0.768	0.780
	8	0.552	0.575	0.617	0.703	0.633	0.642
	9	0.430	0.441	0.469	0.529	0.475	0.484
	10	0.302	0.303	0.314	0.342	0.299	0.311

Tabla B46, Distorsiones de Entrepiso, Modelo B, Q= 4



Gráfica B22 Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004), Modelo B, Q=4



Gráfica B23 Distorsiones de Entrepiso para el caso más crítico (Khuntia y Ghosh 2004) con un incremento en el volumen de concreto del 12.14%, necesario para cumplir con los requisitos de estados límite de servicio del reglamento, Modelo B, Q=4

Volúmenes de Concreto (m3), empleados en la etapa de predimensionamiento del Modelo B con un Factor de Comportamiento Sísmico Q= 4	
Planta Baja (Columnas)	30.24
Planta Baja (Vigas)	42.24
1er Nivel (Columnas)	23.52
1er Nivel (Vigas)	42.24
2do Nivel (Columnas)	23.52
2do Nivel (Vigas)	42.24
3er Nivel (Columnas)	23.52
3er Nivel (Vigas)	42.24
4to Nivel (Columnas)	23.52
4to Nivel (Vigas)	42.24
5to Nivel (Columnas)	23.52
5to Nivel (Vigas)	42.24
6to Nivel (Columnas)	23.52
6to Nivel (Vigas)	42.24
7mo Nivel (Columnas)	23.52
7mo Nivel (Vigas)	42.24
8vo Nivel (Columnas)	23.52
8vo Nivel (Vigas)	42.24
9no Nivel (Columnas)	23.52
9no Nivel (Vigas)	42.24
Volumen Total de Concreto (m3)	664.32

Tabla B47, Volúmenes de Concreto Empleados en la Etapa de Predimensionamiento (Volumen Base)

Volumen de Concreto (m3) Necesario para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Diferentes Propuestas de EI	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	30.24	30.24	35.1	40.32	40.32	40.32
Planta Baja (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
1er Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
1er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
2do Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
2do Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
3er Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
3er Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
4to Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
4to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
5to Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
5to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
6to Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
6to Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
7mo Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
7mo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
8vo Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
8vo Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
9no Nivel (Columnas)	23.52	23.52	27.3	31.36	31.36	31.36
9no Nivel (Vigas)	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24	42.24
Volumen Total de Concreto (m3)	664.32	664.32	703.2	744.96	744.96	744.96
Incremento Relativo		Base	5.85%	12.14%	12.14%	12.14%

Tabla B48, Volúmenes de Concreto Empleados Necesarios para cumplir con las Disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

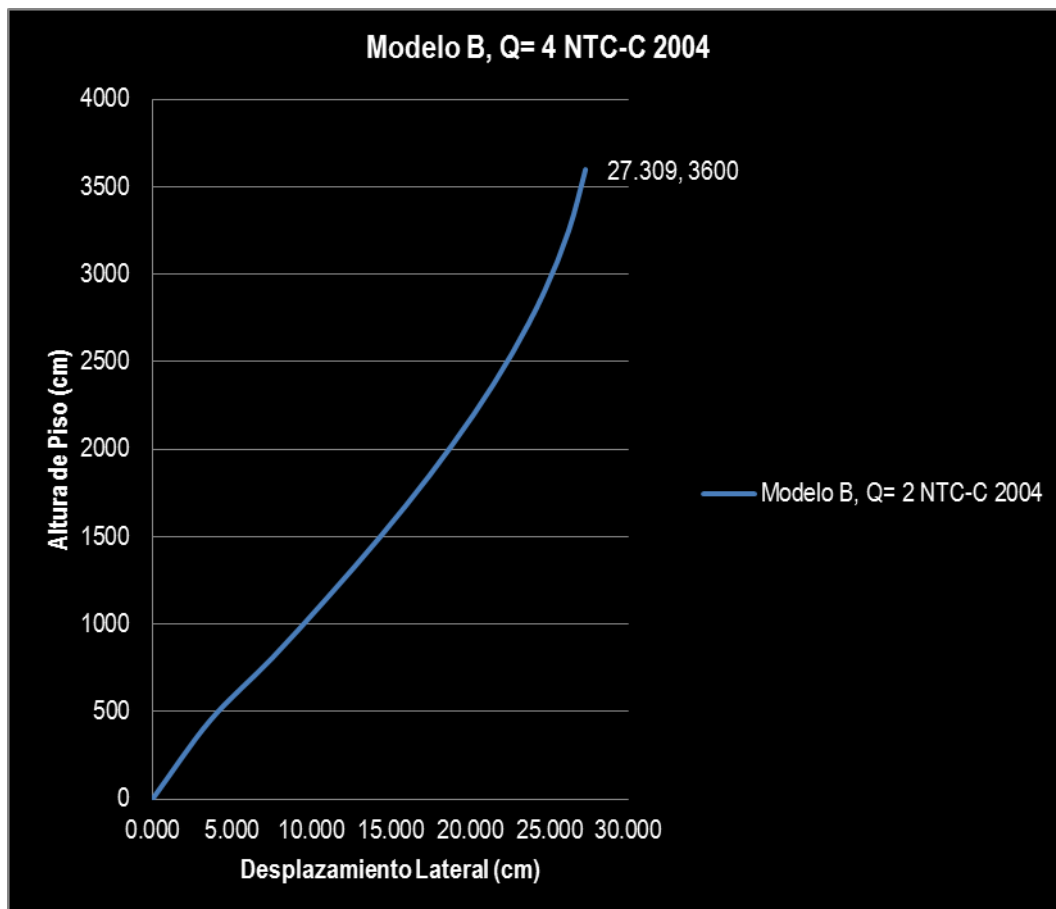
Dimensiones finales de la estructura (m)	100%	NTC-C 2004	NTC-C 2012	Khuntia y Ghosh 2004	Elwood y Eberhard 2007	Rodríguez y Restrepo 2012
Planta Baja (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
Planta Baja (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
1er Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
1er Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
2do Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
2do Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
3er Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
3er Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
4to Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
4to Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
5to Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
5to Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
6to Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
6to Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
7mo Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
7mo Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
8vo Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
8vo Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					
9no Nivel (Columnas)	0.60 X 0.70	0.60 X 0.70	0.65 X 0.75	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8	0.70 X 0.8
9no Nivel (Vigas)	Alma 0.4 X 0.35, Patín 0.9 X 0.2					

Tabla B49, Dimensiones finales en la estructura, Modelo B, Q= 4

/

Desplazamientos Nodales, NTC-C 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.011	3.640	-0.470	0.009	0.000	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	7.481	-0.856	0.009	0.000	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	11.010	-1.188	0.009	0.000	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	14.360	-1.491	0.008	0.000	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	17.461	-1.759	0.008	0.000	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	20.256	-1.991	0.007	0.000	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	22.688	-2.183	0.006	0.000	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.005	24.702	-2.331	0.005	0.000	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	26.247	-2.430	0.004	0.000	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.021	27.309	-2.476	0.004	-0.001	0.000

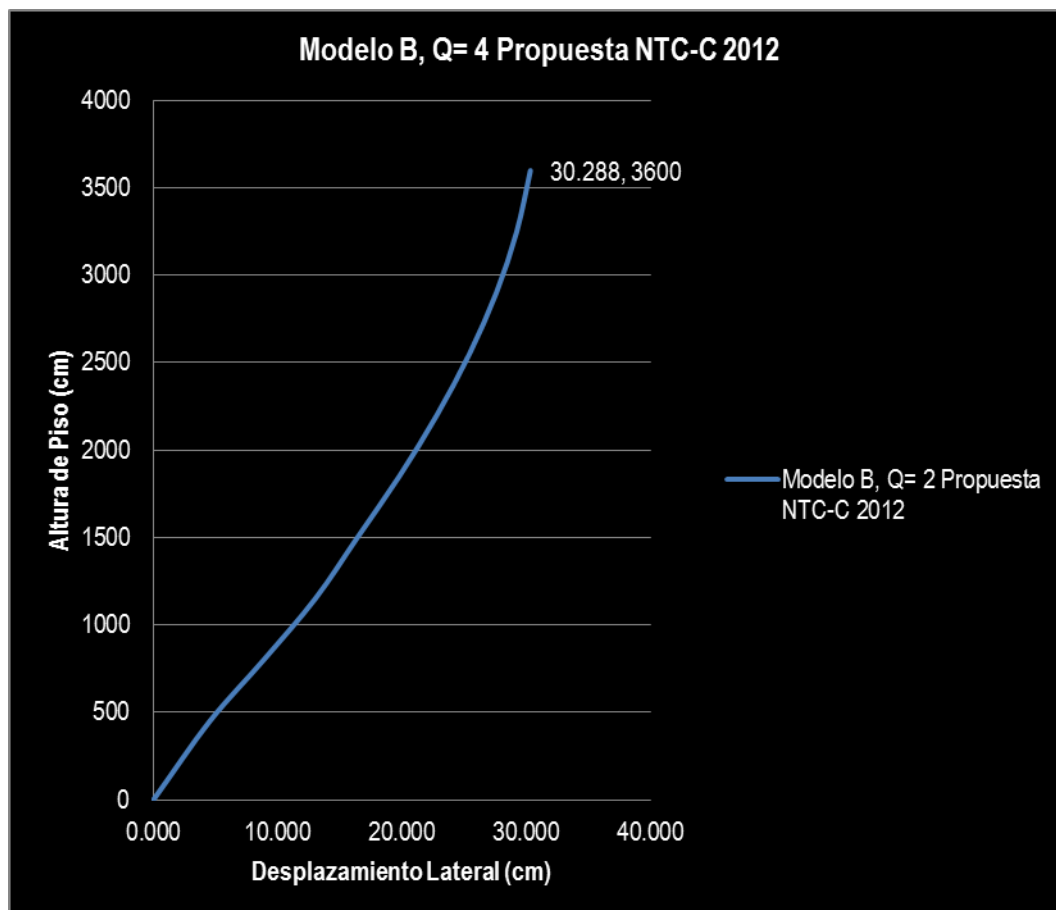
Tabla B50, Desplazamientos Laterales NTC C 2004



Gráfica B24, Desplazamientos Laterales NTC C 2004

Desplazamientos Nodales, NTC-C Propuesta 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.011	4.532	-0.543	0.010	-0.001	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	8.856	-0.987	0.009	0.000	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	12.999	-1.396	0.009	-0.001	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	16.384	-1.712	0.009	-0.001	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	19.746	-2.017	0.008	-0.001	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	22.765	-2.279	0.008	-0.001	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	25.385	-2.495	0.007	-0.001	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.006	27.546	-2.660	0.006	-0.001	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	29.188	-2.771	0.004	-0.001	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.022	30.288	-2.822	0.004	-0.002	0.000

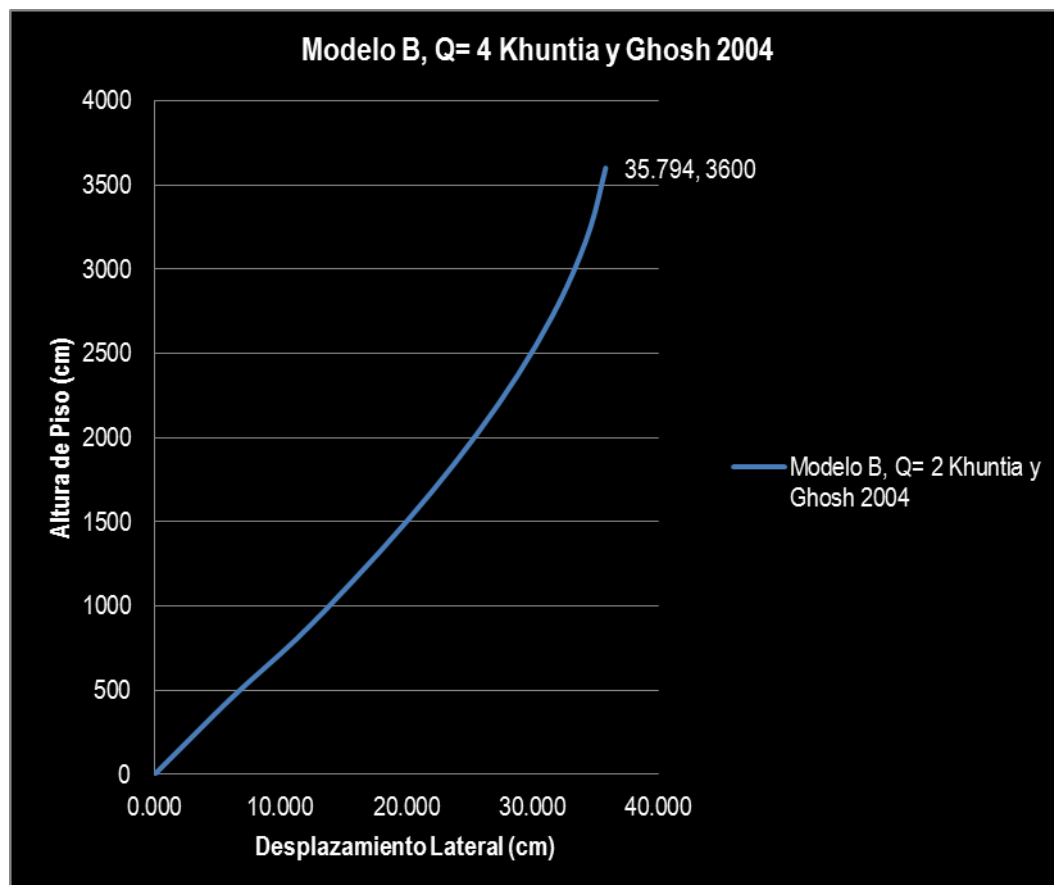
Tabla B51, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2012



Gráfica B25, Desplazamientos Laterales NTC C Propuesta 2012

Desplazamientos Nodales, Khuntia y Ghosh 2004									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.012	6.044	-0.681	0.011	-0.001	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	11.205	-1.226	0.010	-0.001	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	15.749	-1.694	0.010	-0.001	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	19.978	-2.115	0.010	-0.001	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	23.842	-2.484	0.009	-0.001	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	27.295	-2.799	0.009	-0.001	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.004	30.285	-3.057	0.008	-0.001	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.007	32.744	-3.253	0.007	-0.001	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	34.596	-3.384	0.005	-0.001	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.025	35.794	-3.443	0.005	-0.003	0.000

Tabla B52, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004



Gráfica B26, Desplazamientos Laterales Khuntia y Ghosh 2004

Elementos Mecánicos obtenidos en la etapa de Predimensionamiento											
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Excentricidad	
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	Kgf-cm	ex	ey
151	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-298572.648	1804.943	25443.931	1999.858	7227356.948	272827.809	-0.914	-24.206
152	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-282827.130	4535.520	19862.398	2947.719	3343094.409	818821.379	-2.895	-11.820
153	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-266025.508	4740.215	20286.373	513.766	3510459.806	811915.672	-3.052	-13.196
154	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-245895.309	5173.981	19287.443	459.031	3289513.324	892737.819	-3.631	-13.378
155	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-222320.017	5527.547	18132.989	425.484	3056221.299	956798.234	-4.304	-13.747
156	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-195175.080	5815.649	16671.782	419.170	2767681.848	1009330.329	-5.171	-14.181
157	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-164247.998	6033.201	14900.505	434.026	2424076.807	1050109.100	-6.393	-14.759
158	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-129226.254	6234.899	12800.127	441.888	2018974.115	1081763.124	-8.371	-15.624
159	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-89765.714	5927.846	10077.782	252.088	1527093.468	1081639.098	-12.050	-17.012
160	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-44985.330	8988.652	8228.493	1446.962	1116277.995	1268740.549	-28.203	-24.814

Tabla B53, Carga Axial de la Estructura en la Etapa de Predimensionamiento, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	Pu (Kg)	Po (Kg)	ex/h	ey/h	Pu/P0	Factor lex	Factor ley	ex	ey
Columnas PB	-298572.648	1192191.840	0.013	0.403	-0.250	0.521	0.521	-0.914	-24.206
Columnas 1er nivel	-282827.130	1192191.840	0.041	0.197	-0.237	0.513	0.513	-2.895	-11.820
Columnas 2do nivel	-266025.508	1192191.840	0.044	0.220	-0.223	0.504	0.504	-3.052	-13.196
Columnas 3er nivel	-245895.309	1192191.840	0.052	0.223	-0.206	0.494	0.494	-3.631	-13.378
Columnas 4to nivel	-222320.017	1192191.840	0.061	0.229	-0.186	0.482	0.482	-4.304	-13.747
Columnas 5to nivel	-195175.080	1192191.840	0.074	0.236	-0.164	0.468	0.468	-5.171	-14.181
Columnas 6to nivel	-164247.998	1192191.840	0.091	0.246	-0.138	0.452	0.452	-6.393	-14.759
Columnas 7mo nivel	-129226.254	1192191.840	0.120	0.260	-0.108	0.434	0.434	-8.371	-15.624
Columnas 8vo nivel	-89765.714	1192191.840	0.172	0.284	-0.075	0.414	0.414	-12.050	-17.012
Columnas 9no nivel	-44985.330	1192191.840	0.403	0.414	-0.038	0.391	0.391	-28.203	-24.814

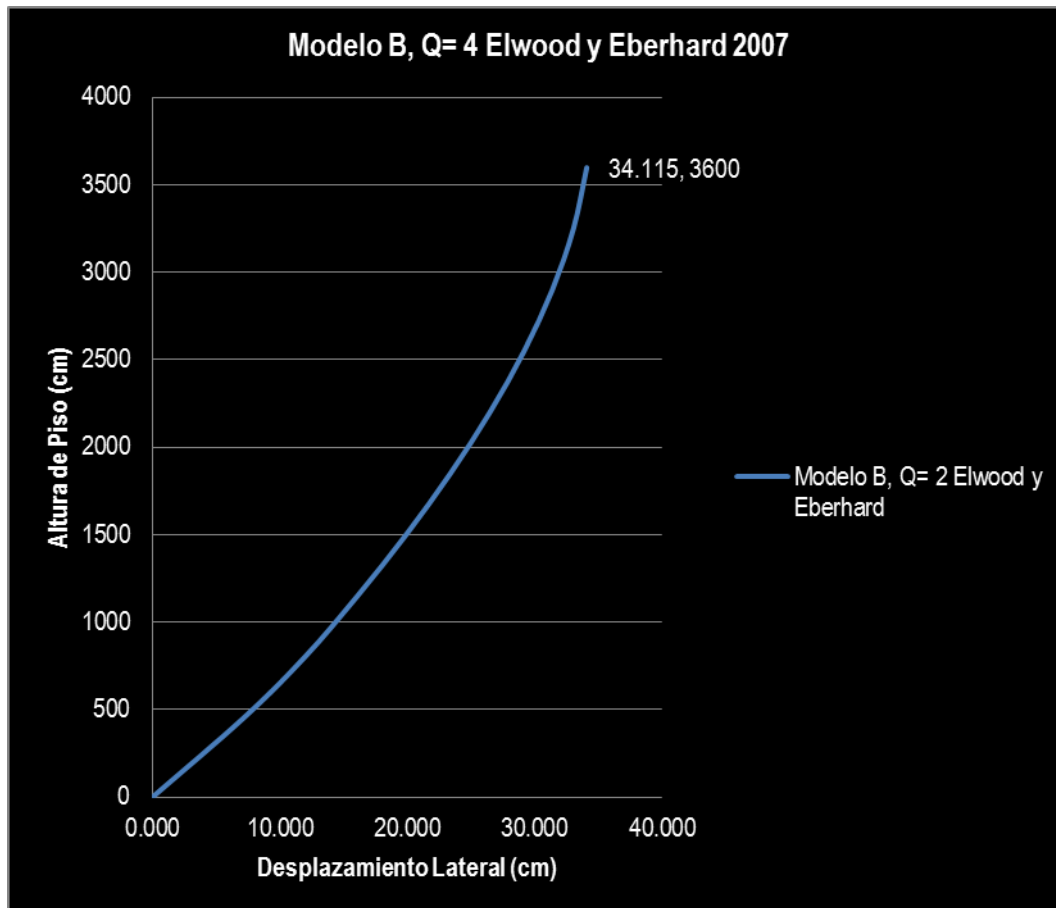
Tabla B54, Ecuación 3.1 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Khuntia y Ghosh 2004

Elemento	b (cm)	d (cm)	Factor lex	Factor ley	Factor lex Tomando en Cuenta la Contribción del Patín Superior	Factor ley Tomando en Cuenta la Contribción del Patín Superior
Vigas PB	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 1er nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 2do nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 3er nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 4to nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 5to nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 6to nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 7mo nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 8vo nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437
Vigas 9no nivel	40.000	50.000	0.546	0.546	0.437	0.437

Tabla B55, Ecuación 3.5 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Vigas, Khuntia y Ghosh 2004

Desplazamientos Nodales, Elwood y Eberhard 2007									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.008	7.119	-0.671	0.008	-0.001	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	11.959	-1.211	0.007	-0.001	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	16.100	-1.674	0.007	-0.002	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	19.923	-2.089	0.007	-0.002	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	23.399	-2.453	0.007	-0.002	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	26.502	-2.763	0.007	-0.002	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	29.191	-3.016	0.007	-0.002	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.005	31.406	-3.209	0.006	-0.002	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	33.069	-3.337	0.005	-0.002	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.022	34.115	-3.394	0.005	-0.004	0.000

Tabla B56, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007



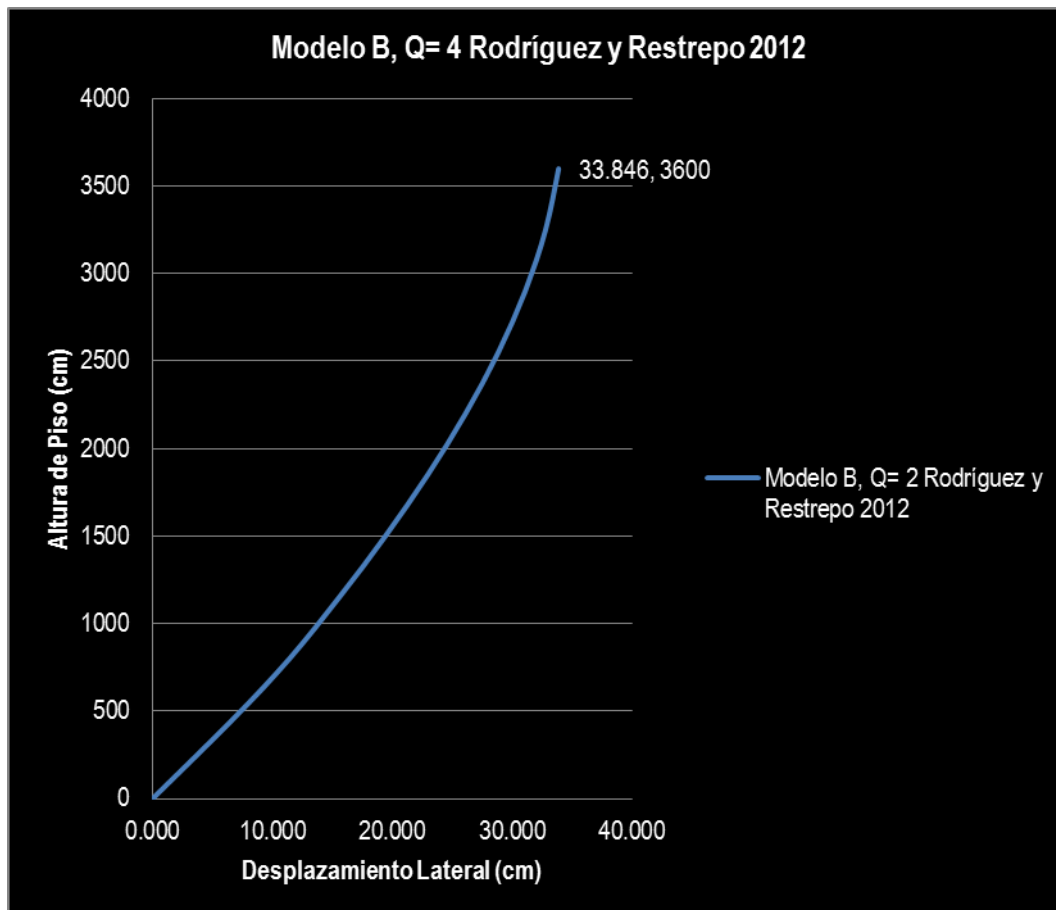
Gráfica B27, Desplazamientos Laterales Elwood y Eberhard 2007

Elemento	Igx (cm ⁴)	Igy (cm ⁴)	f'c (Kg/cm ²)	Ag (cm ²)	D (cm)	db (cm)	
	1715000	1260000	250	4200	70	2.54	
	P (Kg)	db/D	D/a	I _{ex} (cm ⁴)	I _{ey} (cm ⁴)	Factor I _{ex}	Factor I _{ey}
Columnas PB	298572.648	0.056	0.311	686232.568	504170.866	0.400	0.400
Columnas 1er nivel	282827.130	0.056	0.400	559343.452	410946.210	0.326	0.326
Columnas 2do nivel	266025.508	0.056	0.400	539425.401	396312.539	0.315	0.315
Columnas 3er nivel	245895.309	0.056	0.400	515561.374	378779.785	0.301	0.301
Columnas 4to nivel	222320.017	0.056	0.400	487613.246	358246.467	0.284	0.284
Columnas 5to nivel	195175.080	0.056	0.400	455433.360	334604.102	0.266	0.266
Columnas 6to nivel	164247.998	0.056	0.400	418769.804	307667.611	0.244	0.244
Columnas 7mo nivel	129226.254	0.056	0.400	377252.092	277164.802	0.220	0.220
Columnas 8vo nivel	89765.714	0.056	0.400	330472.258	242795.945	0.193	0.193
Columnas 9no nivel	44985.330	0.056	0.400	277385.834	203793.674	0.162	0.162

Tabla B57, Ecuación 3.8 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Elwood y Eberhard 2007

Desplazamientos Nodales, Rodríguez y Restrepo 2012									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
166	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
167	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.009	6.640	-0.645	0.008	-0.001	0.000
168	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	11.413	-1.165	0.008	-0.001	0.000
169	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.001	15.553	-1.615	0.008	-0.001	0.000
170	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	19.407	-2.020	0.008	-0.001	0.000
171	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.001	22.931	-2.377	0.008	-0.001	0.000
172	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.002	26.083	-2.682	0.007	-0.002	0.000
173	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.003	28.814	-2.933	0.007	-0.002	0.000
174	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.005	31.062	-3.124	0.006	-0.002	0.000
175	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	0.000	32.757	-3.251	0.005	-0.001	0.000
176	(CM+CV)1.1*SYD+0.3SXD	Combination	Max	-0.023	33.846	-3.309	0.005	-0.003	0.000

Tabla B58, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012



Gráfica B28, Desplazamientos Laterales Rodríguez y Restrepo 2012

Igx (cm ⁴)	Igy (cm ⁴)	f _c (Kg/cm ²)	Ag (cm ²)		
1715000	1260000	250	4200		
Elemento	P (Kg)	I _{ex} (cm ⁴)	I _{ey} (cm ⁴)	Factor I _{ex}	Factor I _{ey}
Columnas PB	298572.648	762068.659	559887.178	0.444	0.444
Columnas 1er nivel	282827.130	736350.979	540992.556	0.429	0.429
Columnas 2do nivel	266025.508	708908.330	520830.610	0.413	0.413
Columnas 3er nivel	245895.309	676029.004	496674.370	0.394	0.394
Columnas 4to nivel	222320.017	637522.695	468384.021	0.372	0.372
Columnas 5to nivel	195175.080	593185.963	435810.095	0.346	0.346
Columnas 6to nivel	164247.998	542671.729	398697.597	0.316	0.316
Columnas 7mo nivel	129226.254	485469.549	356671.505	0.283	0.283
Columnas 8vo nivel	89765.714	421017.334	309318.857	0.245	0.245
Columnas 9no nivel	44985.330	347876.038	255582.396	0.203	0.203

Tabla B59, Ecuación 3.9 Cálculo de la Rigidez a Flexión Efectiva Columnas, Rodríguez y Restrepo 2012