



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO SOBRE EL ESFUERZO CORTANTE PROMEDIO A LA  
RESISTENCIA MÁXIMA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE  
CONCRETO REFORZADO**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**ING. CARLOS ALBERTO MARTÍNEZ CELIS SÁNCHEZ**

DIRECTOR DE TESINA: **DR. OSCAR A. LÓPEZ BÁTIZ**

MÉXICO, D.F.

MAYO 2015

*A mi esposa por su gran cariño, amor y comprensión a lo largo del estudio del posgrado y el desarrollo y término de la tesina*

*A mi madre por su gran amor y apoyo durante todo el posgrado hasta su conclusión*

*A mi director de tesina por su gran apoyo y asesoría para el desarrollo y conclusión del presente trabajo*

*A mis compañeros de trabajo que siempre me brindaron su ayuda*

*A la jefatura de estructuras por su gran comprensión y apoyo*

*A mis sinodales que me amablemente me guiaron en el camino del presente trabajo*

*A la UNAM por haberme brindado la oportunidad de estudiar un posgrado*

## ÍNDICE

RESUMEN.....	5
INTRODUCCIÓN.....	6
CONCEPTOS GENERALES.....	6
OBJETIVOS.....	6
ALCANCES.....	6
CAPÍTULO 1	
MOTIVACIÓN DEL ESTUDIO Y TRABAJOS PREVIOS.....	7
CAPÍTULO 2 METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	9
2.1 Procedimiento de evaluación de primer nivel.....	11
2.2 Procedimiento de evaluación de segundo nivel.....	18
2.3 Procedimiento de evaluación de tercer nivel.....	30
CAPÍTULO 3 SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO.....	33
3.1 Criterios de análisis y diseño.....	33
3.2 Deflexiones y desplazamientos en elementos estructurales.....	34
3.3 Materiales.....	35
3.4 Cargas.....	35
3.5 Combinaciones de carga.....	36
3.6 Criterios de análisis y diseño de elementos de concreto.....	37
3.7 Estudio del primer modelo de concreto reforzado de 3 niveles.....	38
3.7.1 Análisis estructural.....	38
3.7.2 Diseño estructural.....	48
3.7.3 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de primer nivel en la base del marco.....	59
3.7.4 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de segundo nivel en la base del marco.....	62
3.7.5 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de tercer nivel en la base del marco.....	69
3.8 Estudio del segundo modelo de concreto reforzado de 3 niveles.....	81
3.8.1 Análisis estructural.....	81
3.8.2 Diseño estructural.....	90
3.8.3 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de primer nivel en la base del marco.....	100

3.8.4 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de segundo nivel en la base del marco .....	103
3.8.5 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de tercer nivel en la base del marco .....	110
Capítulo 4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	122
4.1 Esfuerzo cortante promedio a la resistencia máxima .....	122
4.2 Niveles de vulnerabilidad del primer modelo de concreto reforzado de 3 niveles.....	125
4.3 Niveles de vulnerabilidad del segundo modelo de concreto reforzado de 3 niveles.....	125
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	127
BIBLIOGRAFÍA .....	129
REFERENCIAS.....	130

## RESUMEN

Con la finalidad de conocer el grado de vulnerabilidad de edificaciones existentes de concreto reforzado construidos a base de marcos resistentes a momento, en este trabajo de investigación se trata de conocer el esfuerzo cortante promedio a nivel de los elementos estructurales en la base, resultado de la resistencia máxima del sistema estructural. Esta misma resistencia máxima puede deberse al mecanismo de falla, que puede ser de cortante o flexión, de cada columna que conforma a la estructura.

La importancia de conocer un valor promedio de esfuerzo cortante resistente radica en la facilidad para realizar una evaluación rápida del nivel de seguridad o vulnerabilidad estructural. Considerando a la estructura como un sistema elastoplástico, la resistencia elástica máxima ( $R_{Em\acute{a}x}$ ) es el producto del esfuerzo cortante promedio multiplicado por la sumatoria de todas las áreas de los elementos estructurales con el mecanismo de falla a nivel de la base de la edificación, que sería el nivel más demandado y, probablemente, el de mayor susceptibilidad de daño. Por otro lado, de acuerdo a la zonificación sísmica donde se ubique la estructura, se puede saber el coeficiente sísmico correspondiente al Espectro de Diseño, lo cual puede considerarse como el peligro por sismo asociado al sitio. Determinando el peso propio y la carga muerta de la estructura, además de la carga viva instantánea, se puede obtener el peso total de la edificación.

Finalmente, considerando el concepto básico de factor de comportamiento sísmico  $Q$  requerido ( $Q_{req}$ ), se puede plantear la siguiente ecuación:

$$\frac{cW}{Q_{req}} = R_{Em\acute{a}x} ;$$

$$Q_{req} = \frac{cW}{R_{Em\acute{a}x}}$$

Dónde:

$w$  = peso total de la estructura

$R_{Em\acute{a}x}$  = Resistencia Elástica Máxima (dependiente del esfuerzo elástico cortante promedio asociado a la resistencia máxima)

$c$  = Coeficiente de diseño por sismo

De acuerdo al resultado obtenido del análisis para determinar la resistencia máxima de los sistemas estructurales, se puede comparar el factor de comportamiento sísmico requerido con el que originalmente se utilizó para el diseño de la estructura, y con base en ello se pretende establecer un criterio que permita calcular el grado de vulnerabilidad de la edificación en estudio.

## INTRODUCCIÓN

### CONCEPTOS GENERALES

Para poder realizar un análisis de riesgo ante cualquier fenómeno natural, es necesario abarcar tres grandes campos de estudio:

- La amenaza
- La vulnerabilidad
- Bienes expuestos y sus costos (este último no entra en los alcances del presente trabajo).

En cuanto a la amenaza, se sabe que históricamente en nuestro país ocurren consistentemente daños en las edificaciones e infraestructura en general, ante la incidencia de eventos naturales, como son los sismos. Dentro de las edificaciones que resultan afectadas por este fenómeno se encuentran principalmente las edificaciones de concreto reforzado, mismas de las que se desconocen la calidad de los materiales empleados y del análisis y diseño estructural empleado para su posterior construcción, dando como resultado el ser susceptibles a sufrir daños.

Por su parte la vulnerabilidad se refiere a la susceptibilidad que tiene una construcción a presentar algún tipo de daño provocado por la acción de algún fenómeno perturbador ya sea natural o antropogénico (generados por el hombre) con un nivel de intensidad postulado.

De esta forma, para estimar los distintos niveles de riesgo, es necesario primero evaluar la vulnerabilidad ante el fenómeno sísmico, de cada una de las obras construidas por el hombre como son las edificaciones de concreto.

### OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es presentar una metodología sencilla para evaluar el grado de vulnerabilidad de las edificaciones de concreto reforzado, siendo éstas uno de los sectores que resultan con cierto grado de afectación ante la acción de los fenómenos sísmicos, y que pueden generar cuantiosas pérdidas económicas y sobretodo de vidas humanas.

### ALCANCES

En este documento sólo se contempla una metodología para evaluar el grado de vulnerabilidad ante la acción de los fenómenos sísmicos de edificaciones de concreto reforzado construidos a base de marcos resistentes a momento.

## **CAPÍTULO 1**

### **MOTIVACIÓN DEL ESTUDIO Y TRABAJOS PREVIOS**

Los edificios representan una parte fundamental en nuestra vida, por lo que es de suma importancia conocer su nivel seguridad estructural ante la posible ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

Como consecuencia de los daños ocasionados por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la capital de la República Mexicana, se ha logrado un mejor nivel de seguridad estructural de las edificaciones, debido principalmente a las reformas emitidas a los reglamentos y normas de construcción del Distrito Federal (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto).

Debido a los daños se han realizado estudios con el firme objetivo de investigar la resistencia ante las fuerzas sísmicas de las edificaciones de concreto reforzado e incluirse los resultados en las normas actuales de construcción. En consecuencia, los edificios que se construyeron antes de este acontecimiento de 1985, no necesariamente cumplen con los requisitos de seguridad estructural de los reglamentos y normas vigentes, lo que provoca que no tengan la resistencia suficiente y presenten un alto grado de vulnerabilidad ante un evento sísmico. No obstante, los edificios construidos después del sismo de 1985 y en la actualidad, deberían tener la suficiente capacidad resistente ante cualquier evento sísmico futuro y contar con una baja vulnerabilidad.

Desde este punto de vista y con el objetivo de disminuir los daños que puede causar un futuro sismo, se considera de suma importancia que se lleve a cabo la evaluación de los edificios construidos antes, durante y después de 1985, empleando los criterios técnicos suficientes, y que permita establecer programas para que se refuercen adecuadamente los edificios que tengan una resistencia menor a la demandada, con la finalidad de prevenir pérdidas humanas y materiales.

La presente metodología de evaluación de la seguridad y/o refuerzo estructural, es para los edificios existentes de concreto, sin embargo, es posible emplearlo en la evaluación de un edificio en el momento de finalizar la etapa de diseño estructural. En este sentido, es esencial la suficiente comprensión, por parte del ingeniero responsable de las características estructurales y no estructurales de los edificios, para con ello llegar a obtener un resultado más confiable de la evaluación de las condiciones estructurales de los edificios de concreto y revisar, en la medida de lo posible, una mayor cantidad de edificios existentes.

A continuación, se citan tres artículos de estudios previos realizados por otros autores y que se llevaron a cabo por los daños ocasionados por los sismos de 1985 y 1957 en la Ciudad de México. Los estudios correspondientes a los sismos de 1985, van dirigidos

principalmente a las estructuras de concreto. Mientras que los concernientes al sismo de 1957, van dirigidos a varios tipos de estructuras:

- A las 7:17 hr del 19 de septiembre de 1985, frente a las costas de los estados de Guerrero y Michoacán (fig. 1), se inició el deslizamiento entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica que habría de dar lugar a un evento sísmico de excepcionales consecuencias para la Ciudad de México, situada a 400 km del epicentro. Varios miles de víctimas; más de 200 edificios derrumbados, algunos de ellos de más de 15 pisos de altura, y miles con diversos grados de daño, fueron el saldo dejado por el terremoto. (Iglesias, J., Jara, M., Aguilar J., Mota O., Terán A., Gómez A., et. al. (1987), p. 1)

El objetivo de este estudio fue la elaboración de un mapa de intensidades de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, basado en la evaluación cuantitativa de los daños causados a las estructuras de concreto, que pudiera servir como punto de partida para proponer una nueva zonificación sísmica de la ciudad. (Iglesias, J., Jara, M., Aguilar J., Mota O., Terán A., Gómez A., et. al. (1987), p. 3)

- Se presenta una estimación de la respuesta no lineal de estructuras con base en marcos de concreto reforzado en el Distrito Federal, con la finalidad de realizar un estudio de su vulnerabilidad sísmica mediante la construcción de mapas de isodemandas (ductilidad y desplazamiento), considerando diferentes periodos estructurales y recreando, en lo posible, el escenario sísmico correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985. El comportamiento no lineal de las estructuras de concreto se representó utilizando el modelo de histéresis propuesto por Takeda. Las resistencias nominales ante carga lateral de las estructuras de concreto existentes en el valle de México se estimaron conforme a las mínimas asociadas a un diseño conforme a los reglamentos de construcción que estuvieron vigentes antes del sismo de 1985: RCDF-42, RCDF-57, RCDF-66 y RCDF-76. Se estimó también la sobrerresistencia probable asociada a estos sistemas estructurales. Posteriormente, los contornos de isodemandas obtenidos se comparan con la ubicación geográfica de los daños observados durante los sismos de septiembre de 1985. (Godínez, E. A., Tena, A., Pérez, L. E., 2005, p. 71)
- En este trabajo se hace un recuento y revisión de los daños más sobresalientes ocasionados en varias estructuras de la Ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957, conocido como el Temblor del Ángel, con el fin de conocer más sobre los efectos que influyeron en el comportamiento estructural y la presencia de daños. Para esto se realizó un análisis estadístico de varias estructuras considerando los efectos que pudieron intervenir como: tipo de sistema estructural, golpeteo, ubicación en esquina, forma en planta de la estructura, irregularidad en planta, número de niveles de la estructura, cercanía del valor del periodo del suelo y el periodo de la estructura, asentamientos diferenciales y tipo de cimentación. Con un sistema de información geográfica se visualizan los datos existentes y se realizaron mapas de intensidad sísmica de aceleración, velocidad y desplazamiento. (Orozco, V. y Reinoso, E., 2007, p. 61)



## **CAPÍTULO 2**

### **METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES**

El presente trabajo de investigación está basado en la norma para la evaluación del comportamiento ante sismo de estructuras existentes de concreto reforzado cuyo autor es el Ministerio de Construcción del Japón.

El Ministerio de Construcción del Japón (2001), presenta una norma que muestra tres procedimientos para una evaluación aproximada del comportamiento sísmico de edificios existentes de concreto reforzado de mediana y/o baja altura, es decir, de menos de siete niveles. Con la finalidad de poder determinar si es factible la aplicación de la presente norma, resulta necesario realizar una investigación preliminar del edificio. Mediante esta misma, se determinará la necesidad de llevar a cabo una investigación de la resistencia de la estructura del edificio ante las fuerzas laterales causadas por el sismo, o en el caso contrario, saber si el edificio que se pretende estudiar resulta susceptible a la aplicación de la norma. Ya que se puede presentar el caso de edificios cuyas condiciones por la edad ó de anomalías en su superestructura, resulte necesario tomar otro tipo de medidas en lugar de calcular sus índices de comportamiento ante las fuerzas sísmicas.

En la investigación preliminar, se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

- 1) Localización, uso y año de construcción.
- 2) Número de pisos, condiciones de regularidad en planta y elevación, tipo de suelo, configuración estructural (marcos resistentes a momento, muros o sistemas duales).
- 3) Planos estructurales (que a su vez incluyan los de cimentación).
- 4) Modificaciones como son: remodelaciones arquitectónicas y reforzamientos estructurales.
- 5) Existencia y condición de algún tipo de daño que haya sufrido.

Con respecto a los tres diferentes tipos de niveles de procedimientos de evaluación (primero, segundo y tercer nivel), conforme se avanza en nivel, aumenta la complejidad, detalle y aproximación de los resultados esperados.

El Ministerio de Construcción del Japón (2001), sostiene que el índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ , representa el comportamiento de un edificio ante la acción de cargas laterales ocasionadas por un sismo. Mientras mayor sean la resistencia última y la capacidad de deformación de los elementos estructurales ante la acción sísmica, mayor resultará el valor de este índice  $I_s$ .

A continuación, se presenta la ecuación para la determinación del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ .

$$I_s = E_0 S_D T \quad \text{ec. 1}$$

En donde,  $E_0$  = Índice básico de capacidad existente =  $CF$   
 $S_D$  = Índice de configuración estructural  
 $T$  = Índice de edad

En resumen y complementando la definición del Índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ , este mismo representa la capacidad que posee una estructura de poder defenderse ante la acción de un sismo con base en la resistencia máxima y capacidad de deformación ó ductilidad de sus elementos estructurales que la conforman, así como también del arreglo en planta, elevación y distribución de las rigideces de sus componentes estructurales y finalmente de la influencia del paso del tiempo en los elementos estructurales (agrietamientos, deformaciones, hundimientos, problemas de intemperismo, oxidación del acero de refuerzo, anomalías del recubrimiento de concreto, etc.). Por lo cual, es de suma importancia diseñar las estructuras con base en los requerimientos mínimos que marcan los reglamentos de construcción y emplear materiales de buena calidad para la construcción de las edificaciones, junto con una adecuada supervisión de obra.

El Índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ , es el resultado del cociente del coeficiente de diseño por sismo  $C_D$  entre el factor de comportamiento sísmico  $Q$  (más adelante en el capítulo 4 se profundiza más al respecto).

$$I_s = \frac{C_D}{Q}$$

Por lo que lo ideal sería que  $I_s$  fuese igual a  $C_D$ , es decir, que el valor de  $Q$  fuese igual ó menor a la unidad.

De acuerdo al Ministerio de Construcción del Japón (2001), el índice básico de capacidad existente  $E_0$ , representa el comportamiento ante fuerzas sísmicas de un edificio con base en la capacidad última de la estructura, su mecanismo de falla y capacidad de deformación.

Los valores altos de este índice representan mayor resistencia, capacidad de deformación y ductilidad, así como también la formación de un adecuado mecanismo de falla.

En resumen y complementando la definición del Índice básico de capacidad existente  $E_0$ , este mismo representa la propiedad que posee una estructura de tener un buen desempeño ante la acción de un sismo. Es totalmente dependiente de la resistencia máxima de los elementos estructurales, sea por cortante ó flexión, y que a su vez garantiza la capacidad de deformación o de ductilidad de la estructura en su conjunto. Debido a ello, es indispensable diseñar elementos estructurales (columnas y trabes) dúctiles. Es decir, que se presente primero la fluencia por flexión que la falla por cortante. Ya que de lo contrario, los elementos serían frágiles y fallarían de manera súbita, por lo

que resultaría un riesgo sumamente inminente para la seguridad e integridad de sus ocupantes.

El Ministerio de Construcción del Japón (2001), sostiene que los índices de resistencia y ductilidad,  $C$  y  $F$ , de cada nivel de un edificio, se calcularán de acuerdo a lo especificado en cada uno de los niveles de procedimientos, para cada uno de los elementos estructurales de cada nivel del edificio. En ellos influyen de acuerdo al nivel de procedimiento el área de la sección transversal de los elementos verticales, la resistencia lateral última, el mecanismo de falla y la capacidad de deformación de los elementos verticales y, las resistencias últimas a flexión y cortante de columnas, muros y trabes junto con el mecanismo de falla y el cortante en el momento de que los elementos verticales alcanzan su resistencia máxima.

El índice de configuración estructural  $S_D$  representa la influencia de la configuración de la estructura del edificio, así como también la distribución de la rigidez en la misma.

El Índice de edad  $T$  representa el nivel de daño por efecto del tiempo del edificio por diversos factores como son la edad, el uso, la deformación y el agrietamiento de la estructura.

## 2.1 Procedimiento de evaluación de primer nivel

A) Índice básico de capacidad existente  $E_0$

1) Cuando no existen columnas cortas

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_w + \alpha_1 C_c) F_w \quad \text{ec. 2}$$

En dónde:

$n$  = número de pisos del edificio

$i$  = número correspondiente al nivel considerado

$C_w$  = Índice de resistencia de muros estructurales (no se considerará para el efecto de este trabajo).

$C_c$  = Índice de resistencia de columnas

$\alpha_1$  = (Resistencia de columnas al momento de la deformación de resistencia última de muros) / (Resistencia última de columnas), se puede igualar a 0.7. Sin embargo, cuando  $C_w = 0.0$ , se considerará igual a 1.0

$F_w$  = Índice de ductilidad de muros (cuando  $C_w = 0.0$ , se considerará el índice de ductilidad de columnas), puede considerarse igual a 1.0. (Sólo se considerará para el efecto de este trabajo, el índice de ductilidad de columnas  $F$ ).

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.18)

Tabla 1 Clasificación de los elementos verticales en el procedimiento de primer nivel

Nombre	Descripción
Columna	Columnas cuya relación $h_o/D \geq 2$
Columna corta	Columnas cuya relación $h_o/D \leq 2$
Muro	Muros independientes de marcos resistentes a momento
Nota: $h_o$ =altura libre de la columna, en el caso de la existencia de muros de parapeto, el peralte de éstos se restará a la altura de la columna D: peralte de la sección transversal de la columna	

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.18)

Tabla 2 Mecanismo de falla e índice de ductilidad  $F$ 

	Mecanismo de falla	Índice de ductilidad $F$
1)	Columna de flexión	Considerando que el porcentaje de ductilidad $\mu$ calculado, está entre 1.27 y 3.2 (nota)
2)	Muro de flexión	La relación entre la resistencia a flexión y la resistencia a cortante calculadas resulta entre 1.0 y 2.0
3)	Columna de cortante	Fijo como 1.0
4)	Muro de cortante	Fijo como 1.0
5)	Columna de comportamiento frágil	Fijo como 0.8

Nota: Dependiendo de las condiciones, puede considerarse un valor igual a uno

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.48)

Cálculo del índice de resistencia de columnas

$$C_c = \frac{\tau_c}{w} a_c \frac{F_c}{200} \quad \text{ec. 3}$$

En dónde:

$\tau_c$  = esfuerzo cortante en columna, en la capacidad última, puede considerarse de 10 kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo para relaciones  $h_o/D$  mayor que 6, el esfuerzo deberá considerarse de 7 kg/cm<sup>2</sup>.

Es importante señalar que más adelante durante el desarrollo del trabajo, se discutirá con respecto a la magnitud de estos valores de esfuerzo cortante en los elementos verticales ó columnas.

$$a_c = \text{relación de columnas respecto a la superficie total de piso (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = \frac{A_c}{\Sigma A_f}$$

$A_c$  = suma del área de las columnas del nivel ( $\text{cm}^2$ ).

$\Sigma A_f$  = suma del área de los sistemas de piso de los niveles superiores al de análisis ( $\text{m}^2$ ).

$w$  = peso total de los niveles superiores del edificio al de análisis ( $\text{kg/m}^2$ ).

$F_c$  = resistencia a compresión del concreto ( $\text{kg/m}^2$ ), en caso de no existir una inspección a detalle, podrá considerarse el valor de la resistencia nominal.

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.41-42)

De acuerdo al autor (Ministerio de Construcción del Japón, 2001), para columnas que no son cortas y que cumplen con una relación  $h_o/D > 6$ , el esfuerzo cortante será de  $7 \text{ kg/cm}^2$ . De la misma forma, para columnas con una relación  $2 < h_o/D < 6$ , el esfuerzo cortante será de  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

Finalmente, se puede ver que a medida que disminuye la relación  $h_o/D$ , el esfuerzo cortante en la capacidad última aumenta y viceversa.

#### B) Índice de configuración estructural $S_D$

El Ministerio de Construcción del Japón (2001), sostiene que éste índice tiene que ver con el grado de complejidad de la configuración estructural y con la distribución de la rigidez de una edificación. Contempla la multiplicación de todos y cada uno de los conceptos llamados  $q$ , los cuales influyen en el comportamiento estructural de la edificación. Estos mismos conceptos  $q$ , están contemplados en la tabla 3 y básicamente son la configuración en planta y en elevación, y la rigidez en planta y en elevación. El coeficiente  $G_i$ , representa el grado de cada uno de los conceptos  $q$ . El coeficiente regulador  $R_i$  controla la dispersión de los efectos en el proceso de determinación de los cálculos y toma en cuenta el papel de cada concepto  $q$ . Los valores de  $q$ ,  $G$  y  $R$ , se obtienen a partir de la tabla 3.

Ecuaciones para el cálculo del índice  $S_D$ :

$$S_{D1} = q_{1a} q_{1b} \dots q_{1k} \quad \text{ec. 4}$$

Sin embargo,

$$q_{1i} = [1 - (1 - G_i)R_{1i}] \dots i = a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k$$

$$q_{1i} = [1.2 - (1 - G_i)R_{1i}] \dots i = h$$

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.98)

Tabla 3. Lista de la clasificación de conceptos y valores de G y R

Concepto				Gi (Grado)			R (Rango de Inspección)	
				1.0	0.9	0.8	R1i	R2i
Para uso de los procedimientos de primero y segundo nivel (1.2)	Configuración en planta (P)	a	Regularidad	Uniforme a1	Medianamente regular a2	Irregular a3	1.00	0.5
		b	Relación de aspecto	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0.50	0.25
		c	Remetimientos	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.50	0.25
		d	*1, Junta de construcción	$(1/100) \leq d$	$(1/200) \leq d < 1/100$	$d < (1/200)$	0.50	0.25
		e	Huecos en sistema de piso	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$0.3 < e$	0.50	0.25
		f	Huecos en sistema de piso con posición excéntrica	Además $f1 \leq 0.4$ $f2 \leq 0.1$	Además $f1 \leq 0.4$ $0.1 < f2 \leq 0.3$	Además $0.4 < f1$ $0.3 < f2$	0.25	0.00
		g	Otros. *2 configuraciones especiales				0.50	0.25
	Configuración en elevación (S)	h	Existencia de sótanos	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	1.00	1.00
		i	Uniformidad de altura de entrepiso	$0.8 \leq i$	$0.7 < i < 0.8$	$i < 0.7$	0.50	0.25
		j	Existencia de piso suave	No hay piso suave	Piso suave	Existencia de piso suave con excentricidad	0.50	0.25
		k	Otros. *3 configuraciones especiales				0.50	0.25
Para uso del procedimiento del segundo nivel (2)	Rigidez en planta (PR)	l	Porcentaje de excentricidad del centro de masas y centro de rigidez	$1.0 \leq 0.1$	$0.1 < 1 \leq 0.15$	$0.15 < 1.0$		1.0
		m						
	Rigidez en elevación (SR)	n	Relación de rigideces y masas entre niveles consecutivos	$n \leq 1.2$	$1.2 < n \leq 1.7$	$1.7 < n$		1.0
		o						

\*1 Cuando existe junta de construcción, se realizará el trabajo de inspección considerando independientemente a cada parte del edificio.

\*2 Se usará cuando exista una configuración especial notoria (en planta).

\*3 Se usará cuando exista una configuración especial notoria (en elevación).

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.96)

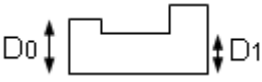
En dónde:

a1=aproximadamente simétrico respecto a dos ejes, el área de una saliente es menor al 10% del área total del piso.

a2=estructuras con mayor irregularidad que a1. También, aquellas que tengan una forma en planta de L, T o U, donde la relación de saliente a área total de piso es menor al 30%.

a3=estructuras con mayor irregularidad que a2. También aquellas que tengan una forma de L, T o U, donde la relación de saliente a área total de piso supera al 30%.

$c=D1/D0.$



d= aplicable cuando existe junta de construcción. d= separación en la junta de expansión/altura de la junta de expansión.

e=área de los huecos/área total de piso (incluyendo huecos).

f1=(distancia entre el centro geométrico del edificio (centro de figura) y el centro geométrico de los huecos)/dimensión en el sentido corto del edificio.

f2=(distancia entre el centro geométrico del edificio (centro de figura) y el centro geométrico de los huecos)/dimensión en el sentido largo del edificio.

h=área del sótano/área del edificio.

i=altura del último nivel/altura del nivel de inspección.

*(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.97)*

Los variables G y R, representan valores de suma importancia para la determinación del índice de configuración estructural  $S_D$ . Sin ellos, no sería posible la calificación de cada uno de los cuatro conceptos de la tabla 3 ( configuración en planta y elevación, rigidez en planta y elevación), de acuerdo con el nivel de procedimiento empleado para la obtención del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ . A continuación se presenta un ejemplo para una mayor comprensión de la influencia de estas dos variables:

Si diseñamos un edificio de concreto reforzado de 4 niveles con una altura total de 12 m., cuya configuración estructural es la siguiente: irregular en planta, con 30 m. de largo y 10 m. de ancho, con un porcentaje de área de huecos con respecto al área total de la planta mayor al 30% (los huecos causan asimetrías en planta) y con la existencia de piso débil ó suave en planta baja ya que no cuenta con muros perimetrales de concreto.

Antes de proceder a la determinación del índice de configuración estructural  $S_D$ , a simple vista nos percatamos de que el edificio presenta cierta deficiencia con respecto a su arreglo estructural. Si entramos a la tabla 3 y decidimos emplear el primer nivel de procedimiento para la determinación del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ ,

los principales conceptos que vamos a calificar de acuerdo a las características del edificio, son la configuración en planta y elevación. El grado  $G_i$  del primer concepto "a" es por regularidad. Como consecuencia de las características del edificio arriba mencionadas,  $G_a=0.8$  y  $R1_a=1.0$ . El grado  $G_i$  del segundo concepto "b" es por relación de aspecto. Como consecuencia,  $G_b=0.8$  y  $R1_b=0.5$ . El grado  $G_i$  del tercer concepto "e" es por huecos en sistema de piso. Como consecuencia,  $G_e=0.8$  y  $R1_e=0.5$ . El grado  $G_j$  del cuarto concepto "j" es por existencia de piso suave. Como consecuencia,  $G_j=0.9$  y  $R1_j=0.5$ .

Posteriormente y empleando la fórmula para cada concepto:

$q_{1i} = [1 - (1 - G_i)R_{1i}] \dots i = a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k$ , tenemos:

$$q_{1a} = [1 - (1 - G_a)R_{1a}] = [1 - (1 - 0.8)1] = 0.8$$

$$q_{1b} = [1 - (1 - G_b)R_{1b}] = [1 - (1 - 0.8)0.5] = 0.9$$

$$q_{1e} = [1 - (1 - G_e)R_{1e}] = [1 - (1 - 0.8)0.5] = 0.9$$

$$q_{1j} = [1 - (1 - G_j)R_{1j}] = [1 - (1 - 0.9)0.5] = 0.95$$

Finalmente, el índice de configuración estructural  $S_D$  conforme al procedimiento de primer nivel para el edificio de concreto reforzado es:

$$S_{D1} = q_{1a}q_{1b} \dots q_{1k} = S_{D1} = 0.8 \times 0.9 \times 0.9 \times 0.95 = 0.616$$

### C) Índice de edad $T$

A continuación en la tabla 4, se presentan los valores correspondientes para la determinación directa del índice de edad  $T$ , de acuerdo al concepto y nivel de inspección.

El valor del índice de edad  $T$  de una estructura con base en el uso de la tabla 4, se determina identificando principalmente el concepto de inspección que nos interesa. Este mismo puede ser la deformación, agrietamiento en columnas o muros, experiencia de daño, uso, edad del edificio y condición del acabado. Una vez que se identifica el concepto ó los conceptos, se procede a clasificar el nivel o magnitud del concepto de inspección. Sin embargo de acuerdo al Ministerio de Construcción del Japón (2001), el valor definitivo de éste índice, será el menor de todos ellos para emplearse en el procedimiento de primer nivel. Por ejemplo, dentro del concepto de agrietamiento en muros o columnas, puede existir la posibilidad de que las columnas presenten agrietamiento diagonal. Por lo que, el índice de edad  $T$  de la estructura, tendría un primer valor de 0.90. Sin embargo, puede existir también la posibilidad de que no sean apreciables más daños a simple vista en la estructura. Pero por la edad y de acuerdo al concepto de experiencia de daño, el índice de edad  $T$  de la estructura, tendría un valor de 0.80. Por lo que el valor final de  $T$  sería de 0.80 por ser el más pequeño.



Tabla 4. Valores para cálculo del índice de edad,  $T$ 

Concepto de Inspección	Nivel	Valor de T	Conceptos relacionados con la inspección de segundo nivel
Deformación	el edificio está inclinado; o bien, existencia clara de asentamiento diferencial	0.70	Agrietamiento y deformación estructural
	Suelo artificial, o bien antiguo suelo de cultivo	0.90	
	Se puede apreciar a simple vista la deformación en vigas y columnas	0.90	
	Aquellos no contemplados en los conceptos anteriores	1.00	
Agrietamiento en muros, columnas	Filtraciones de agua de lluvia, aparición de oxidación en acero de refuerzo	0.80	Agrietamiento y deformación estructural
	Se puede notar a simple vista agrietamiento diagonal en columnas	0.90	
	Aparición de agrietamiento generalizado en muros exteriores	0.90	
	Filtraciones de agua de lluvia, sin embargo no se observa oxidación	0.90	
	Aquellos no contemplados en los conceptos anteriores	1.00	
Experiencia de daño	Existen evidencias	0.70	Agrietamiento y deformación estructural, deterioro y envejecimiento
	Existe, sin embargo, las evidencias no son apreciables	0.80	
	No existe	1.00	
Uso	Se usaba para productos químicos, o bien está en uso	0.80	Deterioro y envejecimiento
	Aquellos no contemplados en los conceptos anteriores	1.00	
Edad del edificio	Superior a 30 años	0.80	Deterioro y envejecimiento
	Superior a 20 años	0.90	
	Menor de 20 años	1.00	
Condiciones del acabado	Notable desprendimiento y caída de la parte exterior por problema de envejecimiento	0.90	Deterioro y envejecimiento
	Notable desprendimiento y caída de la parte interior por problema de envejecimiento	0.90	
	No hay problema en particular	1.00	

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.102)

## 2.2 Procedimiento de evaluación de segundo nivel

De acuerdo al Ministerio de Construcción del Japón (2001), este nivel de evaluación parte de la suposición de que las vigas poseen la suficiente resistencia. Así mismo, considera la resistencia lateral última de los elementos verticales para la determinación de su índice de resistencia  $C$ .

A) Índice básico de capacidad existente  $E_0$

Tabla 5. Clasificación de los elementos verticales conforme a su mecanismo de falla para el procedimiento de segundo nivel

Nombre	Descripción
Columna de flexión	Columna donde se presenta la fluencia por flexión antes de la falla por cortante
Muro de flexión	Muro donde se presenta la fluencia por flexión antes de la falla por cortante
Columna de cortante	Columna donde se presenta la falla por cortante antes de la fluencia por flexión. Sin embargo, no hay comportamiento frágil
Muro de cortante	Muro donde se presenta la falla por cortante antes de la fluencia por flexión
Columna frágil	Columna con $h_0/D \leq 2$ (columna corta), o bien columna donde se presenta la falla por cortante frágil, antes de la fluencia por flexión

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.19)

Para evitar un mecanismo de falla por cortante frágil es necesario proveer al elemento estructural del suficiente acero de refuerzo transversal de acuerdo a la normatividad, colocándose a espaciamientos tales que cualquier grieta inclinada potencial que pudiera formarse a lo largo del elemento sea cruzada cuando menos por una barra de refuerzo en el alma. Además este refuerzo incrementa la ductilidad del elemento que está sujeto a fuerzas sísmicas, ya que le proporciona confinamiento lateral al concreto sujeto a compresión (González, O y Robles, F, 2007, p. 167).

Cálculo del Índice de ductilidad  $F$

El Ministerio de Construcción del Japón (2001), nos dice que la determinación del índice de ductilidad  $F$  se definirá con base en el mecanismo de falla determinado para los elementos verticales. Dependiendo del valor del índice  $F$ , los elementos estructurales verticales se podrán clasificar en tres grupos: llamados 1, 2 y 3, para valores que van de magnitud menor a mayor del índice  $F$ . Para la agrupación se deberán considerar los siguientes conceptos:

- a) Elementos estructurales verticales (columnas) con valores casi similares del índice  $F$ , se deberán contemplar en el mismo grupo.
- b) Las columnas cuyo comportamiento es frágil, pertenecerán a otro grupo.

Así mismo, se emplearán los valores consultados de la tabla 6, definidos con base en la clasificación de elementos estructurales verticales mostrada en la tabla 5. Sin embargo, para columnas con mecanismo de falla por flexión, el índice de ductilidad para cada una de ellas se calculará con la ecuación 5.

Tabla 6 Mecanismo de falla e índice de ductilidad  $F$

	Mecanismo de falla	Índice de ductilidad $F$
1)	Columna de flexión	Considerando que el porcentaje de ductilidad $\mu$ calculado, está entre 1.27 y 3.2 (nota)
2)	Muro de flexión	La relación entre la resistencia a flexión y la resistencia a cortante calculadas resulta entre 1.0 y 2.0
3)	Columna de cortante	Fijo como 1.0
4)	Muro de cortante	Fijo como 1.0
5)	Columna de comportamiento frágil	Fijo como 0.8

Nota: Dependiendo de las condiciones, puede considerarse un valor igual a uno

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.48)

Cálculo del Índice de ductilidad  $F$  para columna en flexión

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{ec. 5}$$

En dónde:

$\mu$  = factor de ductilidad local en el estado último. Se calculará conforme la ecuación 6 correspondiente a a la ductilidad de columnas en el estado último  $\mu$ .

$$\phi = 1/0.75(1 + 0.05\mu)$$

Cálculo de la ductilidad última por flexión de columnas  $\mu$

$$\mu = \mu_0 - K_1 - K_2 \quad \text{ec. 6}$$

sin embargo, se hará  $1 \leq \mu \leq 5$

En dónde:

$$\mu_0 = 10 \left( \frac{cQ_{SU}}{cQ_{MU}} \right) - 1$$

$K_1 = 2.0$  (sin embargo, se podrá igualar a cero cuando la separación del acero de refuerzo transversal sea menor a 8 veces el diámetro del acero de refuerzo longitudinal).

$$K_2 = 30 \left[ \frac{c\tau_{Mu}}{F_c} - 0.1 \right] \geq 0 \quad \text{ec.7}$$

$cQ_{SU}$  = resistencia última a cortante de columna

$cQ_{MU}$  = fuerza cortante actuante al alcanzarse la resistencia última a flexión de columna

$$c\tau_{MU} = cQ_{MU} / (bj) \quad \text{ec. 8}$$

$b$  = ancho de la columna

$j$  = separación entre los centroides de las resultantes de esfuerzos en la sección transversal de la columna (podrá considerarse igual a  $0.8D$ )

$F_c$  = Resistencia a la compresión del concreto ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p. 77-78)

En resumen y complementando el significado y el valor de la variable  $\mu_0$ , ésta misma involucra la relación entre la capacidad última a cortante y flexión de la columna, por lo que si el cociente es:

- Menor a 1, el valor de  $\mu_0$  tiende a disminuir. Por ejemplo, si resulta de 0.5, el valor de  $\mu_0$  es de 4.
- Igual a 1, el valor de  $\mu_0$  tiende a 9.
- Mayor a 1, el valor de  $\mu_0$  tiende a aumentar. Por ejemplo, si resulta de 2, el valor de  $\mu_0$  es de 19.

Por lo que el valor del índice de ductilidad del elemento estructural, dependerá en gran medida del valor de esta variable, ya que a valores grandes resultarán ductilidades altas y viceversa para valores menores.

Las columnas a flexión, cuyo valor del índice de ductilidad  $F$  es igual a la unidad, no tendrán mayor capacidad de deformación en el rango inelástico. Por lo que el índice básico de capacidad existente  $E_0$  resultante, sólo será afectado por el valor del índice de resistencia  $C$  de la columna.

De acuerdo al Ministerio de Construcción del Japón (2001), las siguientes ecuaciones representan las condiciones bajo las cuales se considerará el índice de ductilidad  $F$  igual a 1.0:

$$N_s / (bDF_c) > 0.4 \quad \text{ec. 9}$$

$$\frac{c\tau_{MU}}{F} > 0.2 \quad \text{ec. 10}$$

$$\rho_t > 1\% \quad \text{ec. 11}$$

$$h_0/D \leq 2.0 \quad \text{ec. 12}$$

En dónde:

$N_s$  = carga axial de diseño ante sismo

$\rho_t$  = porcentaje de acero de refuerzo longitudinal en tensión

$h_0$  = altura libre de las columnas

Nota: Es importante señalar que con que se cumpla solamente una de ellas, es suficiente para considerar a F igual a 1.0.

Tabla 7 Índice de ductilidad, F, a usar en los procedimientos de segundo y tercer nivel

Mecanismo de falla	Índice de ductilidad F	Niveles de uso
Columna de flexión	Conforme la ecuación 4 (1.27-3.2) (nota)	segundo y tercer nivel
Columna en cortante	1.0	segundo y tercer nivel
Columna de comportamiento frágil	0.8	segundo y tercer nivel
Viga débil en flexión-columna fuerte	3.0	tercer nivel
Viga débil en cortante-columna fuerte	1.5	tercer nivel

Nota: Dependiendo de las condiciones podrá adquirir el valor de 1.0. Consultar el procedimiento de cálculo de ductilidad  $\mu$ , asociada al estado de capacidad última en flexión de columna, según la sección para el cálculo del índice de ductilidad para columna en flexión

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.78)

#### Cálculo del Índice de resistencia C

El índice de resistencia  $C_i$ , para cada grupo se calculará usando la siguiente ecuación 13:

$$C_i = \frac{\text{suma total de todas las fuerzas cortantes incidentes en la capacidad última de los elementos verticales pertenecientes al grupo } i}{\Sigma W}$$

En dónde:  $\Sigma w$  es el peso de los niveles superiores del edificio al nivel de análisis; y que a su vez incluye a las carga viva instantánea. (*Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.49*)

Finalmente, considerando los valores de los índices de resistencia  $C$  y de ductilidad  $F$ , para cada grupo de elementos verticales, se calcula el valor del índice  $E_0$  conforme se expresa en los siguientes puntos:

1) Cuando no hay columnas con comportamiento frágil

El valor del índice  $E_0$ , será el mayor de los calculados conforme las ecuaciones 14 y 15:

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad \text{ec. 14}$$

En dónde:

$$E_1 = C_1 F_1$$

$$E_2 = C_2 F_2$$

$$E_3 = C_3 F_3$$

$C_1$  = Índice  $C$  para el grupo 1 (grupo con el índice  $F$  menor)

$C_2$  = Índice  $C$  para el grupo 2 (grupo con el índice  $F$  medio)

$C_3$  = Índice  $C$  para el grupo 3 (grupo con el índice  $F$  mayor)

$F_1$  = Índice  $F$  para el grupo 1

$F_2$  = Índice  $F$  para el grupo 2

$F_3$  = Índice  $F$  para el grupo 3

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) F_1 \quad \text{ec. 15}$$

En dónde:

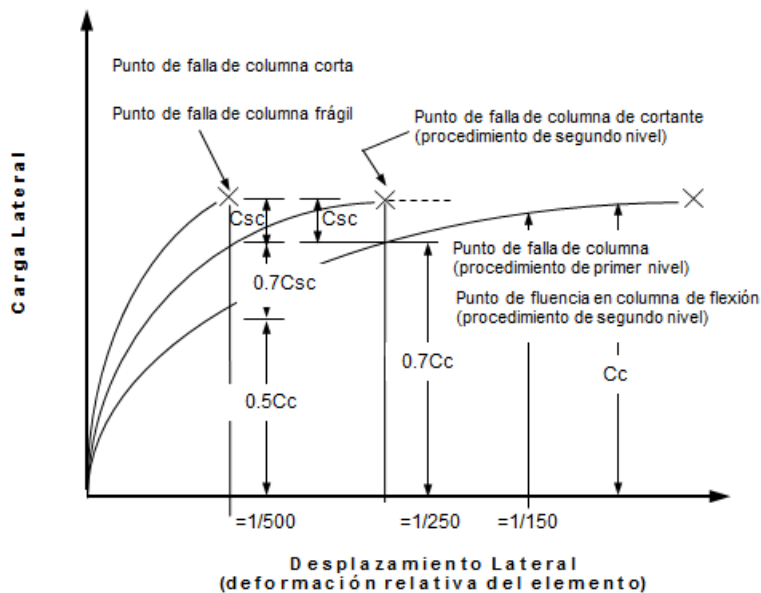
$\alpha_2$  = (suma de las resistencias de las columnas del segundo grupo cuando se presenta la deformación de capacidad última de las columnas del primer grupo) / (suma de las capacidades últimas de las columnas del segundo grupo); se puede definir de acuerdo a la tabla 8.

$\alpha_3$  = (suma de las resistencias de las columnas del tercer grupo cuando se presenta la deformación de capacidad última de las columnas del primer grupo) / (suma de las

capacidades últimas de las columnas del tercer grupo); se puede definir de acuerdo a la tabla 9.  
(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.20)

En resumen y complementando lo referente al agrupamiento de los elementos estructurales, la clasificación de los grupos va del número 1 al 3, de acuerdo al valor del índice de ductilidad  $F$  mismo que depende del mecanismo de falla de los elementos estructurales. Es decir, valores pequeños de  $F$  serán el grupo 1. Los valores medios pertenecerán al grupo 2 y finalmente los valores grandes pertenecerán al grupo 3.

Por ejemplo: si diseñamos un marco de concreto reforzado y las columnas de la base sólo presentan mecanismos de falla por flexión, entonces sólo las clasificamos en un solo grupo por que el índice de ductilidad  $F$  es el mismo. Si por el contrario, hay algunas columnas que presentan mecanismos de falla por cortante y otras por flexión. Las de cortante tienen índices de ductilidad  $F$  menores que las de flexión. Por lo que vamos a tener dos grupos, siendo el primero conformado por las columnas de cortante y el segundo por las columnas de flexión ( los grupos van en orden creciente del valor del índice de ductilidad  $F$ ).



(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.37)

Fig. 1 Gráfica de la idealización de la relación carga lateral-desplazamiento lateral

De acuerdo al Ministerio de Construcción del Japón (2001), en la gráfica:

- Los coeficientes  $C$  representan los índices de resistencia de columnas ( $C_c$ ) y columnas cortas ( $C_{sc}$ ).
- Los coeficientes  $\alpha_1$  (definido en la sección 2.1),  $\alpha_2$  y  $\alpha_3$ , representan la capacidad que tiene una columna de transmitir la fuerza lateral como un porcentaje de su

capacidad última. A esta misma columna se le ha incrementado su capacidad de deformación. Cuando en una columna se presenta un mecanismo de falla frágil por flexión, se asume que tendrá el 50% de su resistencia última ( $\alpha_3=0.5$ ). De igual manera, cuando la columna presenta un mecanismo de falla por cortante, se asume que tendrá el 70% de su resistencia última ( $\alpha_2=0.7$ ).

Tabla 8 Valores de  $\alpha_2$  para la ecuación 15

Grupo 2	Grupo 1	
	Columna frágil	Columna de cortante, muro de cortante
Columna de flexión	0.5	0.7
Muro de flexión	0.7	1.0
Columna de cortante, muro de cortante	0.7	-

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.20)

Tabla 9 Valores de  $\alpha_3$  para la ecuación 15

Grupo 3	Grupo 1	
	Columna frágil	Columna de cortante, muro de cortante
Columna de flexión	0.5	0.7
Muro de flexión	0.7	1.0
Columna de cortante, muro de cortante	0.7	-

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.20)

En resumen y complementando la explicación de la Fig. 1, los valores de estos coeficientes significan el porcentaje de resistencia que tiene el elemento estructural ante el nivel de desplazamiento considerado. Es decir, si las columnas alcanzan la resistencia máxima a un desplazamiento relativo de 1/500, en este nivel de desplazamiento las columnas con falla frágil por flexión estarán a un 50% de su resistencia máxima, mientras que las columnas cortas con falla por cortante estarán a un 70% de su resistencia máxima.



Por el contrario, si las columnas alcanzan la resistencia máxima a un desplazamiento relativo de 1/250, en este nivel de desplazamiento las columnas con falla frágil por flexión estarán a un 70% de su resistencia máxima, mientras que las columnas cortas con falla por cortante estarán al 100% de su resistencia máxima.

## 2) Cálculo de la resistencia última de los elementos

a) Resistencia última a flexión de columnas Mu (Las siguientes expresiones se emplean para determinar los elementos mecánicos asociados al mecanismo de falla por flexión y/o flexocompresión)

Nmáx (kg): Capacidad última a compresión axial =  $bDF_c + a_g\sigma_y$

Nmín (kg): Capacidad última a tensión axial =  $- a_g\sigma_y$

N (kg): Fuerza axial en columna

Para  $N_{máx} \geq N > 0.4bDF_c$

$$M_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2F_c)(N_{máx} - N/N_{máx} - 0.4bDF_c) \quad \text{ec. 16a}$$

Para  $0.4bDF_c \geq N > 0$

$$M_u = \left(0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND\left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right)\right) \quad \text{ec. 16b}$$

Para  $0 > N \geq N_{mín}$

$$M_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.4ND) \quad \text{ec. 16c}$$

En dónde:

$a_t$  = Área del acero de refuerzo a tensión (cm<sup>2</sup>)

$a_g$  = Área total del acero de refuerzo longitudinal en columna (cm<sup>2</sup>)

$b$  = Ancho del elemento (cm)

$D$  = Peralte total del elemento (cm)

$\sigma_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)

$F_c$  = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.44)

b) Resistencia última a cortante de columnas (asociada al mecanismo de falla por cortante)

$$Q_u = \left[ \frac{0.53 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{\left(\frac{M}{Qd}\right) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right] b \cdot j \quad \text{ec. 17}$$

Sin embargo,  $\frac{M}{(Qd)}$ , se tomará igual a uno cuando sea menor que uno, y se considerará igual a tres, cuando sea mayor que tres.

En dónde:

$p_t$  = cuantía de acero de refuerzo longitudinal (%)

$P_w$  = cuantía de acero de refuerzo transversal (%). Cuando  $P_w \geq 0.012$ ,  $P_w = 0.012$

$s \sigma_{wy}$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  = esfuerzo axial en columna (kg/cm<sup>2</sup>) cuando  $\sigma_0 > 80$  kg/cm<sup>2</sup>, se hará  $\sigma_0 = 80$  kg/cm<sup>2</sup>

$d$  = peralte efectivo de la columna, puede considerarse igual a  $(D-5)$  cm

$M/Q$  = puede considerarse igual a  $h_0/2$ .  $h_0$  es la altura libre de columna

$j$  = separación entre los centroides de las resultantes de esfuerzos en la sección transversal, puede considerarse igual a  $0.8D$

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.45)

3) Determinación del mecanismo de falla y de la resistencia última a cortante

a) En el caso de columnas

La fuerza cortante que actúa en la columna cuando alcanza la resistencia última por flexión  $cQ_{MU}$ , se determinará con la ecuación 18.

Con este valor y la comparación del mismo con la resistencia última a cortante  $cQ_{SU}$ , se podrá determinar el mecanismo de falla y la resistencia a cortante del elemento  $cQ_U$ .

1) Cuando  $cQ_{MU} < cQ_{SU}$ : La columna presenta falla por flexión ( $cQ_U = cQ_{MU}$ )... ec. 17a

2) Cuando  $cQ_{MU} \geq cQ_{SU}$ : La columna presenta falla por cortante ( $cQ_U = cQ_{SU}$ ) ec. 17b

Sin embargo, las columnas a cortante con una relación  $\frac{h_0}{D} \leq 2$ , deberán considerarse como columnas de comportamiento frágil.

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.47)

Entiéndase por comportamiento frágil, a los elementos donde antes de la fluencia por flexión, se presenta la falla frágil por cortante.

$$cQ_{MU} = \frac{(cM_u)_{sup} + (cM_u)_{inf}}{h_0} \quad \text{ec. 18}$$

En dónde:

$(cM_u)_{sup}$  = resistencia última a flexión en el extremo superior de la columna

$(cM_u)_{inf}$  = resistencia última a flexión en el extremo inferior de la columna

$h_0$  = altura libre de columna

- c) El mecanismo de falla de los elementos verticales ó columnas mostrados, será cualquiera de los indicados en la tabla 6, la cual permite definir el índice de ductilidad  $F$  en el procedimiento.

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.48)

B) Índice de configuración estructural  $S_D$

Ver Tabla 3 Lista de la clasificación de conceptos y valores de G y R, en la parte correspondiente al procedimiento de primer nivel.

Ecuaciones para el cálculo del índice de configuración estructural:

$$S_{D2} = q_{2a} q_{2b} \dots q_{2k} q_{2l} \dots q_{2o} \quad \text{ec. 19}$$

Sin embargo,

$$q_{2i} = [1 - (1 - G_i)R_{2i}] \dots i = a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, l, m, n, o$$

$$q_{2i} = [1.2 - (1 - G_i)R_{2i}] \dots i = h$$

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.98)

C) Índice de Edad  $T$

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \dots T_N) / N \quad \text{ec. 20}$$

$$T_N = (1 - p_1)(1 - p_2)$$

En dónde:

$T_N$  = índice de edad del nivel de inspección

$N$  = número del nivel de inspección

$P_1$  = factor de reducción por deformación y agrietamiento estructural del nivel de inspección (consultar tabla 10). Sin embargo este valor se podrá tomar igual a cero, cuando se considere que no es necesario realizar una inspección.

$P_2$  = factor de reducción por deterioro y envejecimiento del nivel de inspección (consultar tabla 10). Sin embargo este valor se podrá tomar igual a cero, cuando se considere que no es necesario realizar una inspección.

*(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.102)*

Tabla 10 Valores de los factores de reducción para la inspección de segundo nivel: evaluación de segundo nivel

Elemento	Rango	Concepto					
		Agrietamiento y deformación estructural			Deterioro y envejecimiento		
		Nivel			Nivel		
		a	b	c	a	b	c
		1. Agrietamiento relacionado con asentamiento diferencial 2. Agrietamientos diagonales o por cortante en trabes, muros y columnas, fácilmente identificables a simple vista	1. Problemas en elementos secundarios por deformación en losas y trabes 2. Agrietamientos diagonales y por cortante en trabes, muros y columnas, no fácilmente identificables a simple vista 3. Agrietamientos verticales y por flexión en trabes y columnas, fácilmente identificables a simple vista	1. Agrietamiento estructural menor, no contemplado en los incisos a y b 2. Deformación de losa y trabes, no contemplada en los incisos a y b	1. Agrietamiento y expansión del concreto producto de oxidación en el acero de refuerzo 2. Intemperismo del acero 3. Descomposición del concreto por fuego 4. Deterioro del concreto por productos químicos	1. Aparición de oxidación en acero de refuerzo por agua de lluvia y drenaje 2. Descomposición o imperfecciones del recubrimiento de concreto 3. Desprendimiento y caída notable del material de acabado	1. Deterioro del concreto por fenómenos de intemperismo debidos al agua de lluvia, drenaje, así como a la influencia de productos químicos 2. Intemperismo, desprendimiento y caída menor en materiales de acabados
I Sistema de piso (incluyendo vigas secundarias)	i) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	ii) más de 1/9 de todo el número de sistemas de piso	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	iii) menos de 1/9 de todo el número de sistemas de piso	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
II Trabes	i) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.05	0.001	0.004	0.05	0.015	0.004
	ii) más de 1/9 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	iii) menos de 1/9 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
III Muros y columnas	i) más de 1/3 de todos los elementos	0.15	0.045	0.011	0.15	0.046	0.011
	ii) más de 1/9 de todos los elementos	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	iii) menos de 1/9 de todos los elementos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
Valor de los factores de reducción	Subtotales						
	Totales						

Nota: Después de seleccionar el valor para cada elemento marcando con un círculo, obtener los subtotales y totales.

(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p. 103)

### 2.3 Procedimiento de evaluación de tercer nivel

La idea principal que plantea el autor, es que “el procedimiento es similar al usado con el de segundo nivel, considerando la resistencia de las vigas, la capacidad de deformación de los elementos y la resistencia a rotación de muros estructurales” (*Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.21*).

A) Índice básico de capacidad existente  $E_0$

Tabla 11 Clasificación de los elementos verticales conforme a su mecanismo de falla para el procedimiento de tercer nivel

Nombre	Descripción
Columna de flexión	Columna donde se presenta la fluencia por flexión antes de la falla por cortante
Muro de flexión	Muro donde se presenta la fluencia por flexión antes de la falla por cortante
Columna de cortante	Columna donde se presenta la falla por cortante antes de la fluencia por flexión. Sin embargo, no hay comportamiento frágil
Muro de cortante	Muro donde se presenta la falla por cortante antes de la fluencia por flexión
Columna frágil	Columna con $h_0/D \leq 2$ (columna corta), o bien columna donde se presenta la falla por cortante frágil, antes de la fluencia por flexión
Columna controlada por falla de flexión en viga	Comportamiento de columna dominado por la falla de flexión en viga previa a su falla por cortante
Columna controlada por falla de flexión en viga previa a la falla por cortante	Rotación de muro
Columna controlada por cortante en viga	Aparición de rotación en la base del muro previo al fenómeno de fluencia por flexión o falla por cortante

(*Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.22*)

Ver también la Tabla 7 en la sección del Procedimiento de Evaluación de Segundo Nivel, ya que también se aplica en este nivel de evaluación.

El valor del índice  $E_0$  se calculará de la misma forma que el procedimiento de segundo nivel.

## 1) Cálculo de la resistencia última de los elementos

- a) La resistencia última a flexión y cortante de columnas, se determinará con las ecuaciones 16a, 16b, 16c, 17 y 18, mismas que son empleadas para el procedimiento de segundo nivel.
- b) La resistencia última a flexión y cortante de trabes, se determinará también con las ecuaciones 16a, 16b, 16c y 17, considerando que la carga axial es cero. Se deberá considerar la influencia de la losa en la resistencia a cortante de la trabe. Sin embargo, para el cálculo de la resistencia última a flexión de la trabe, se podrá emplear la ecuación 22, donde se deberán considerar la influencia de todas las capas existentes del acero de refuerzo longitudinal (incluyendo el de la losa).

$$M_U = 0.9a_t\sigma_y d \quad \text{ec. 22}$$

En dónde:

$a_t$  = área del acero de refuerzo longitudinal en tensión (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal en tensión (kg/cm<sup>2</sup>)

$d$  = peralte efectivo de la trabe (cm)

## 2) Cálculo del mecanismo de falla y de la fuerza cortante actuante al momento de alcanzar la resistencia última.

En el caso de las columnas:

- a) Se determina el mecanismo de falla de las vigas y columnas con un método igual al del procedimiento de segundo nivel y además, se determinan los momentos nodales.
- b) cuando los momentos nodales en la columna al alcanzar su resistencia última sean mayores a los momentos nodales de las vigas, los momentos nodales se repartirán en los extremos de las columnas. La repartición será igual a la división del momento en el lado izquierdo de la viga más el momento en el lado derecho de la viga entre dos. Por último, el mecanismo de falla nodal será el mecanismo de falla de la viga.

Cuando los momentos nodales en la columna al alcanzar su resistencia última sean menores a los momentos nodales de las vigas, los momentos nodales serán los mismos de los extremos de las columnas. Por último, el mecanismo de falla nodal será el mecanismo de falla de la columna.

## 3) Determinación de el mecanismo de falla y la fuerza cortante actuante al momento de que las columnas alcanzan su resistencia última.

*(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.50-51)*

De los mecanismos de falla de los extremos superior e inferior, se considerará como el mecanismo de falla de la columna, aquel que presente un índice de ductilidad  $F$  menor.

La fuerza cortante actuante en la columna al alcanzar su resistencia última  $cQ_u$  ( ec. 23):

$$cQ_u = \frac{\text{suma de los momentos nodales superior e inferior al alcanzar la capacidad última en la columna}}{\text{altura de entrepiso}}$$

4) El agrupamiento de elementos verticales ó columnas de acuerdo con su mecanismo de falla e índice de ductilidad  $F$ , y el cálculo del índice de resistencia, se llevará a cabo de la misma forma que el procedimiento de segundo nivel.

*(Ministerio de Construcción del Japón, 2001, p.51-52)*

De acuerdo con el Ministerio de Construcción del Japón (2001), se deberán tomar en cuenta las siguientes consideraciones para el cálculo de los índices de configuración estructural y de edad:

B) El índice de configuración estructural para este nivel es igual al que se obtiene con el procedimiento de evaluación de segundo nivel.

Es decir,  $SD_2=SD_3$ .

C) Finalmente, el índice de edad se obtiene de manera similar al procedimiento de evaluación de segundo nivel.



### CAPÍTULO 3

## SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO

Debido a que gran parte de las edificaciones existentes, están construidas a base de marcos resistentes a momento de concreto reforzado en las dos direcciones y conformados con un sistema de piso de losa maciza de concreto, se realizó la investigación de este sistema de estructuración mediante el estudio analítico de dos marcos, de distintos edificios y, por ende, de diferente geometría.

Es importante señalar que a ambos se les asignó como uso el de oficinas, además de que se ubican en la zona sísmica IIIb del Distrito Federal, la cual se caracteriza por poseer el coeficiente sísmico más elevado.

A continuación se muestra el Espectro de Diseño por Sismo correspondiente a la zona IIIb, para el análisis y diseño estructural de los dos marcos de concreto reforzado:

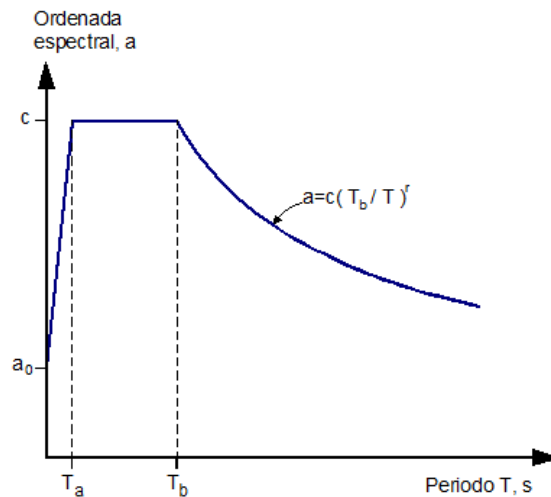


Fig. 1a Espectro de diseño sísmico de zona IIIb

(CENAPRED, 2006, p.32)

Dónde:  $a_0=0.1$ ,  $c= 0.45$ ,  $T_a=0.85$  y  $T_b=3.00$

Para el estudio analítico, se empleó como herramienta técnica un programa especializado para el modelado y análisis de edificios.

### 3.1 Criterios de análisis y diseño

El análisis estructural será con métodos basados en un comportamiento elástico y lineal.

El análisis y diseño de los marcos de concreto se efectuará con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en:

- 1.- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF GDF, 2004).
- 2.- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF GDF, 2004).
- 3.- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (RCDF GDF, 2004).
- 4.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF GDF, 2004).

### 3.2 Deflexiones y desplazamientos en elementos estructurales

Los límites considerados para las deflexiones y desplazamientos serán de acuerdo a las recomendaciones del RCDF GDF (2004):

Tabla 12 Estados límite de desplazamiento en elementos estructurales

ELEMENTOS	LÍMITE
Desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo que no afecten elementos no estructurales	$L/240+5$ mm
Desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo que afecten elementos no estructurales	$L/480+3$ mm
Marcos (desplazamiento lateral)	0.012H, cuando no hay elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables, o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daño por sus deformaciones. 0.006H, cuando hay elementos no estructurales capaces de sufrir deformaciones apreciables, o no estén separados de la estructura principal de manera que sufran daño por sus deformaciones.

L = Longitud del elemento    H = Altura de la estructura

Los desplazamientos por sismo obtenidos con el coeficiente sísmico reducido por ductilidad, deberán multiplicarse por Q y se deberá comparar este valor con el permisible.

### 3.3 Materiales

a) Concreto

Clase 1

Peso volumétrico fresco  $\geq 2400 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad =  $14000\sqrt{f'c}$  (RCDF GDF, 2004)

Resistencias a la Compresión:

En estructura de marco:	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .
-------------------------	-------------------------------

b) Acero de refuerzo

Acero de refuerzo:	ASTM-A-615 grado 60, con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para varillas del # 3 al # 12
--------------------	---

### 3.4 Cargas

Las cargas a considerar en el proyecto se obtendrán de las siguientes referencias:

a) Carga muerta (CM)

Tabla 13 Conceptos de carga muerta para el diseño de la estructura

1)	Peso propio de la estructura:	Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (RCDF GDF, 2004).
2)	Pesos de pisos y techos:	Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (RCDF GDF, 2004).
3)	Peso de acabados e instalaciones:	Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (RCDF GDF, 2004).

### b) Carga viva (CV)

La carga viva de diseño sobre una estructura, deberá ser la mayor carga presentada en un área para un determinado uso. Excepto que se indique otra cosa, la carga viva deberá considerarse uniformemente distribuida. El RCDF GDF (2004) especifica dos tipos de carga viva:

$W_m$ : Carga Viva Máxima que se usará para diseño estructural por cargas gravitacionales y para el cálculo de asentamientos inmediatos. Para efectos de este documento, se nombrará  $CV_m$ .

$W_a$ : Carga Viva Instantánea que se usará para diseño por sismo. Para efectos de este documento, se nombrará  $CV_a$ .

Tabla 14 Valores de carga viva para el diseño de la estructura

Cargas Vivas	$CV_m$ (kg/m <sup>2</sup> )	$CV_a$ (kg/m <sup>2</sup> )
En oficinas	250	180
azotea con pendiente < 5%	100	70

### c) Cargas Accidentales (CA)

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se efectuará un análisis de tipo elástico estático y de acuerdo al RCDF GDF (2004), se elige el método estático ya que los dos marcos pertenecen a una estructura regular con una altura no mayor de 30 m.

Se supondrá que las fuerzas sísmicas actúan sólo en una dirección, considerando los efectos del sismo actuando el 100% en una dirección con los signos que resulten más desfavorables.

### 3.5 Combinaciones de carga

La estructura deberá diseñarse para soportar, además de las cargas muertas y vivas, los efectos de las combinaciones de carga a las cuales pueden estar sujetas durante su vida útil.

Se usará en cada caso aquella o aquellas combinaciones que produzcan los efectos o esfuerzos mayores en los distintos elementos y partes de la estructura.

El diseño de la estructura de concreto se realizará con los criterios de resistencia última y se usarán las combinaciones de carga factorizadas. El RCDF GDF (2004) especifica que

para estructuras del grupo B el factor a utilizar es de 1.4, para las combinaciones que incluyan cargas muertas y vivas. Mientras que para combinaciones que incluyan cargas muertas, vivas y accidentales, el factor a utilizar es 1.1. En caso de que la carga favorezca la estabilidad de la estructura, el factor a emplear será de 0.9.

Para el caso de la revisión de los estados límite de servicio (esfuerzos inducidos por desplazamientos y deflexiones en estructura), el factor de carga deberá ser de 1.0.

Para diseño de estructura de concreto:

```
*****
***** COMBINACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE FALLA *****
*****
1.4CM+1.4CVm
1.1CM+1.1CVa+1.1SX
1.1CM+1.1CVa-1.1SX
*****
***** COMBINACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO*****
*****
CM+CVm
CM+CVa+SX
CM+CVa-SX
```

Dónde:

CM: carga muerta  
 CVm: carga viva máxima  
 CVa: carga Viva Instantánea  
 Sx: sismo en dirección a "x"

### 3.6 Criterios de análisis y diseño de elementos de concreto

Se entiende por análisis estructural la determinación de los elementos mecánicos y deformaciones a los que están sujetos tanto los miembros de una estructura como el sistema en su conjunto. Para la determinación de las fuerzas cortantes por sismo se empleará el método estático. Todo el análisis estructural se realizará mediante un programa de computadora especializado para el desarrollo del modelo, análisis, diseño y revisión.

Tabla 15 Criterios de análisis y diseño estructural

1)	Criterio de análisis: -Elástico lineal:	Estructura de concreto.
2)	Criterios de diseño: -Resistencia última:	Estructura de concreto.

Se eligió el criterio de análisis elástico lineal de la estructura con la finalidad de mantener su comportamiento elástico y con ello lograr que los esfuerzos sean proporcionales a las deformaciones (Hibbeler R. C., 1998).

### 3.7 Estudio del primer modelo de concreto reforzado de 3 niveles

#### 3.7.1 Análisis estructural

Consta de 3 crujeías de 5 m y 3 niveles de entrepiso de 3 m. Los tableros de losa son de 5x5 m.

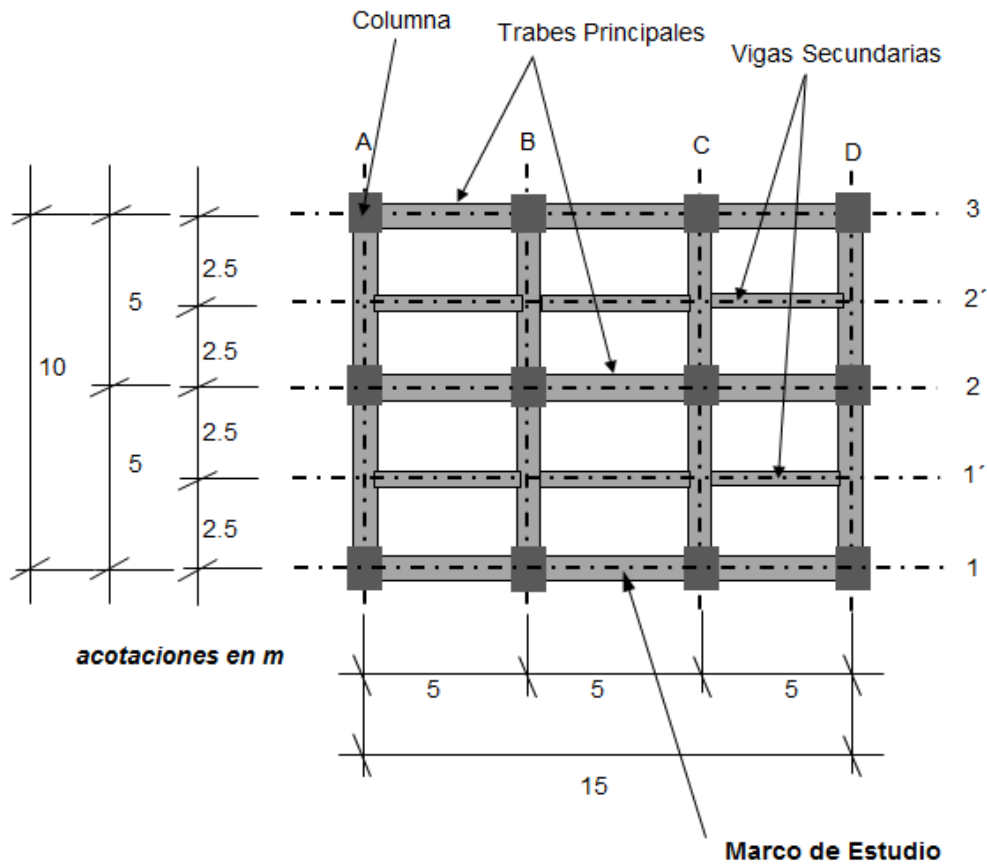


Fig. 2 Planta del edificio de 3 niveles

Marco de 3 Niveles-Eje 1

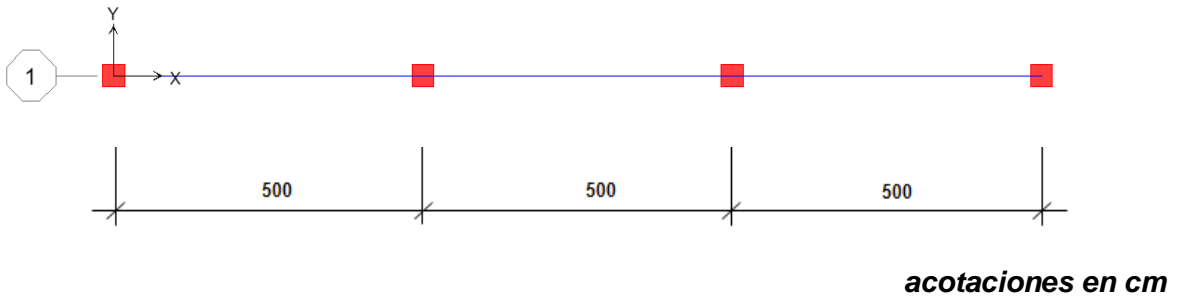


Fig. 3 Vista en planta del marco

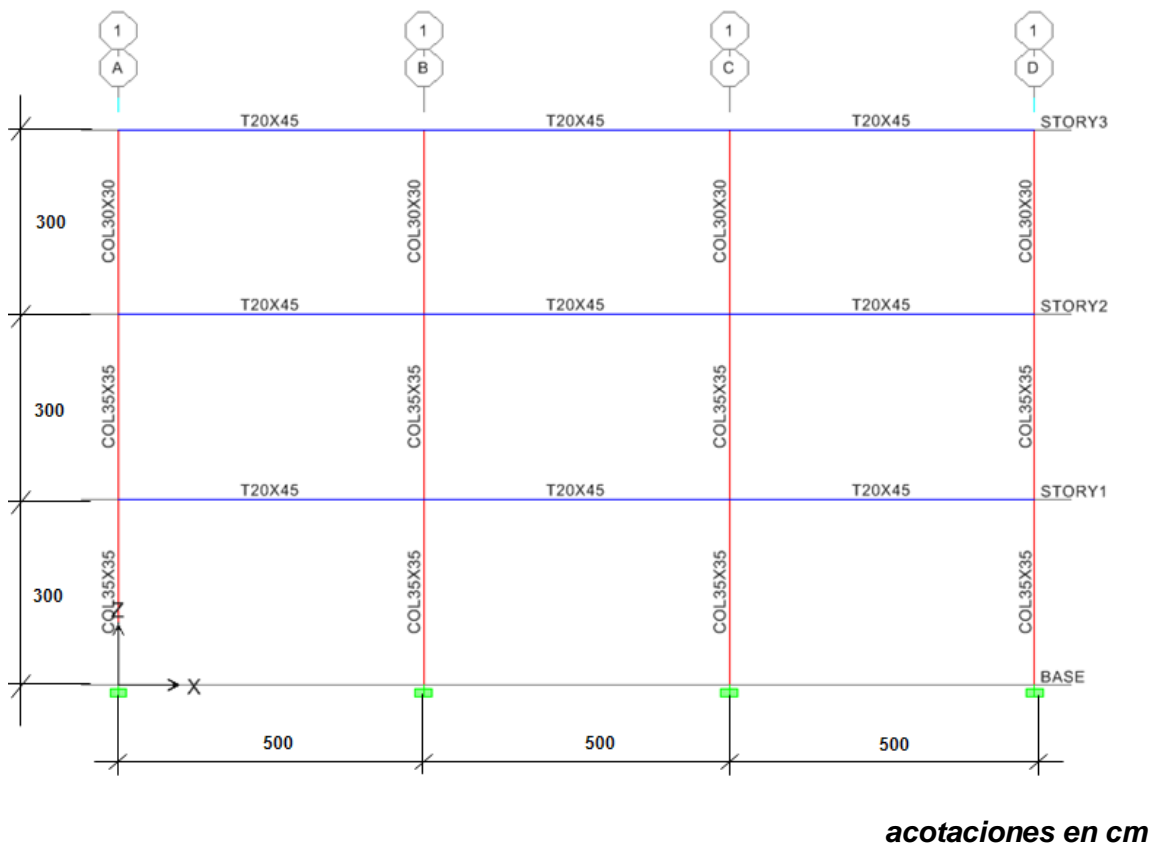


Fig. 4 Vista en elevación del marco

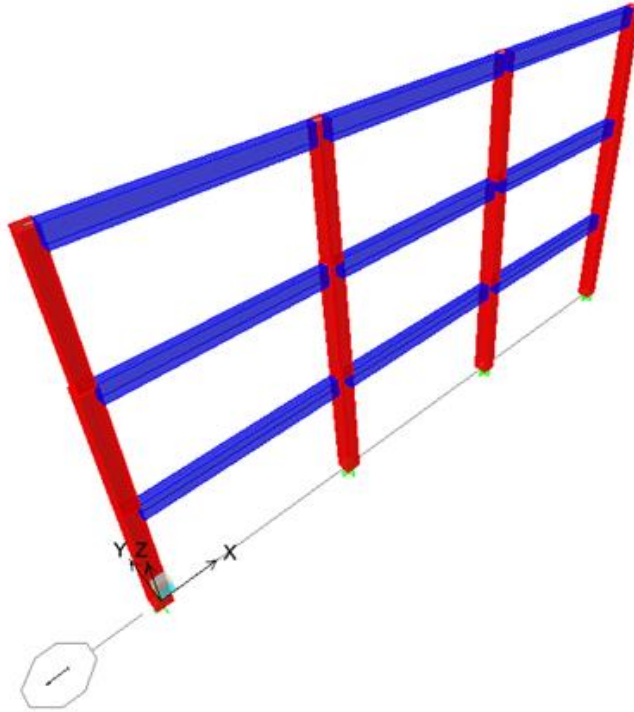


Fig. 5 Vista en 3d de Marco

A continuación se presenta el análisis de cargas considerado para el diseño estructural del marco:

**Azotea**

Descripción	espesor cm	Peso Vol. kg/m <sup>3</sup>	carga x área kg/m <sup>2</sup>	carga total x área kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza de concreto reforzado	12	2400	288	288
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Tezontle saturado	5	1550	77.5	77.5
Mortero de cemento y arena	2	2000	40	40
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Enladrillado de arcilla artesanal	2	1650	33	33
Instalaciones			15	15
Falso Plafón			15	15
<b>Suma</b>				<b>508.5</b>



**Entrepiso Tipo**

Descripción	espesor cm	Peso Vol. kg/m <sup>3</sup>	carga x área kg/m <sup>2</sup>	carga total x área kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza de concreto reforzado	<b>12</b>	<b>2400</b>	288	288
Carga adicional en losas y firmes			<b>20</b>	20
Mortero de cemento y arena	<b>2</b>	<b>2000</b>	40	40
Carga adicional en losas y firmes			<b>20</b>	20
Mosaico de pasta			<b>35</b>	35
Instalaciones			<b>15</b>	15
Falso Plafón			<b>15</b>	15
<b>Suma</b>				<b>433</b>

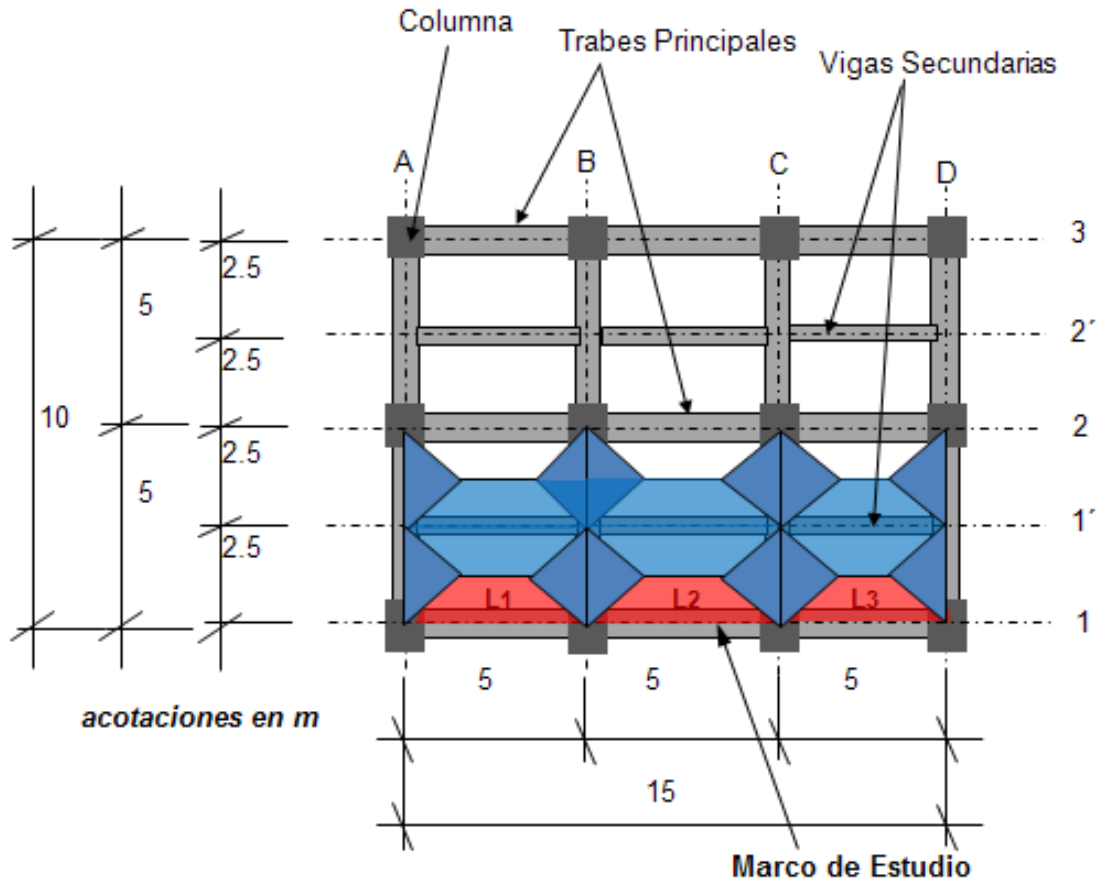
**Cargas Totales Uniformemente Repartidas**

Nombre	Carga muerta CM kg/m <sup>2</sup>	Cviva máx CVm kg/m <sup>2</sup>	Cviva acc CVa kg/m <sup>2</sup>	Total CM+CVm kg/m <sup>2</sup>	Total CM+CVa kg/m <sup>2</sup>
Azotea	508.5	<b>100</b>	<b>70</b>	608.5	578.5
Ent y PB	433	<b>250</b>	<b>180</b>	683	613

Tabla 16 Cargas Totales de Entrepiso

Por Sismo												
Azotea												
No.	Nombre	Longitud	Altura	Base	Peso Vol.	Área	Carga Unif.	Cargas sobre Columnas	# de elem.	Factor	Total	Carga Unif.
		m	m	m	kg/m <sup>3</sup>	Tribut.	kg/m <sup>2</sup>	del Marco			CM+CVa	Resultante
						Directa		kg			Ton	kg/m <sup>2</sup>
						m <sup>2</sup>						
1	Azotea					14.06	579	20399	1		28.53	
2	T20x45	5	0.45	0.20	2400				3		3.24	
3	Col 30x30	3	0.30	0.30	2400				4	1	2.59	
									<b>Total</b>		<b>34.37</b>	<b>564</b>
Entrepiso 1 y 2												
1	Planta Tipo					14.06	613	21215	1		29.84	
2	T20x45	5	0.45	0.20	2400				3		3.24	
3	Col 35x35	3	0.35	0.35	2400				4	1	3.53	
									<b>Total</b>		<b>36.60</b>	<b>601</b>

Peso Total de la Estructura para sismo WT = 107.57 Ton



Atrib Directa sobre Marco = 14.06 m<sup>2</sup>  
 (en color rojo)  
 Atrib Total = 60.94 m<sup>2</sup>  
 L = # de Tablero

Fig. 6 Planta del edificio con las áreas tributarias del marco de estudio

Tabla 17 Cargas Totales de Entrepiso

Por Carga Vertical												
Azotea												
No.	Nombre	Longitud	Altura	Base	Peso Vol.	Área	Carga Unif.	Cargas sobre Columnas	# de elem.	Factor	Total	Carga Unif.
		m	m	m	kg/m³	Tribut.	kg/m²	del Marco			CM+CVm	Resultante
						Directa		kg			Ton	kg/m²
						m²						
1	Azotea					14.06	609	21103	1		29.66	
2	T20x45	5	0.45	0.20	2400				3		3.24	
3	Col 30x30	3	0.30	0.30	2400				4	1	2.59	
									<b>Total</b>		<b>35.49</b>	<b>582</b>
Entrepiso 1 y 2												
1	Planta Tipo					14.06	683	22856	1		32.46	
2	T20x45	5	0.45	0.20	2400				3		3.24	
3	Col 35x35	3	0.35	0.35	2400				4	1	3.53	
									<b>Total</b>		<b>39.23</b>	<b>644</b>

Peso Total de la Estructura WTm = 113.95 Ton

Tabla 18 Cargas totales en tableros

Tablero	Ly cm	Nivel	Tpo. Carga	W (Ton/m <sup>2</sup> )	Borde Horizontal
					W t/m
L1	500	Azotea	CM	0.509	0.48
L2	500				0.48
L3	500				0.48
L1	500		CVm	0.100	0.09
L2	500				0.09
L3	500				0.09
L1	500		Cva	0.070	0.07
L2	500				0.07
L3	500				0.07
L1	500	Ent. Tpo	CM	0.433	0.41
L2	500				0.41
L3	500				0.41
L1	500		CVm	0.250	0.23
L2	500				0.23
L3	500				0.23
L1	500		CVa	0.180	0.17
L2	500				0.17
L3	500				0.17

Análisis Sísmico

Piso	W <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	Momento de volteo en la base	
					F <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>
	ton	m		ton	ton-m	ton
3	<b>34.37</b>	<b>9.0</b>	309.30	<b>11.72</b>	105.49	11.72
2	<b>36.60</b>	<b>6.0</b>	219.62	<b>8.32</b>	49.93	20.04
1	<b>36.60</b>	<b>3.0</b>	109.81	<b>4.16</b>	12.48	24.20
	<b>107.57</b>		<b>638.73</b>	<b>Mv =</b>	<b>167.90</b>	

Coeficiente sísmico: c = **0.45**  
 Factor de comport. Sísmico: Q = **2**  
 Cortante en la base: Vb = **24.20 ton**

Dónde:

W<sub>i</sub>: peso de entrepiso  
 h<sub>i</sub>: altura de entrepiso  
 W<sub>i</sub>h<sub>i</sub>: producto del peso por la altura de entrepiso  
 F<sub>i</sub>: fuerza sísmica  
 F<sub>i</sub>h<sub>i</sub>: momento de volteo en la base  
 V<sub>i</sub>: cortante de entrepiso

Tabla 19 Reacciones en la base por la combinación de carga PP+CM+CVINST (CVa)

Nivel	Punto	Comb. Carga	FZ
BASE	1	PP+CM+CVINST	19.58
BASE	2	PP+CM+CVINST	34.33
BASE	3	PP+CM+CVINST	34.33
BASE	4	PP+CM+CVINST	19.58
<b>Suma</b>			<b>107.82</b>

Tabla 20 Comprobación de cortante basal

Nivel	Punto	Carga	FX
BASE	1	SX	-5.20
BASE	2	SX	-6.66
BASE	3	SX	-6.66
BASE	4	SX	-5.20
<b>Suma</b>	<b>0, 0, Base</b>	<b>SX</b>	<b>-23.72</b>

Revisión de Distorsiones

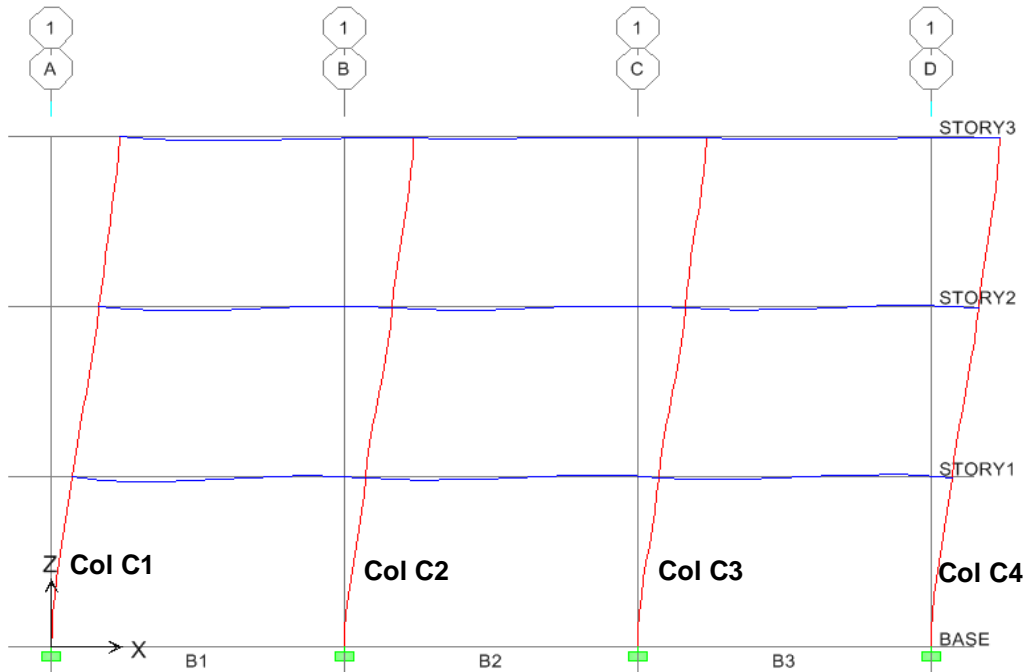


Fig. 7 Diagrama de deformaciones (combinación de carga: PP+CM+CVa+Sx)

Dónde PP+CM+CVa+Sx es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a "x":

- PP: peso propio
- CM: carga muerta

CVm: carga viva máxima  
 CVa: carga viva instantánea  
 Sx: sismo en dirección a "x"

El período fundamental de vibración de la estructura,  $T_x$ , es= 1.89 seg.

De acuerdo a la figura A.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF GDF, 2004), Períodos predominantes del suelo  $T_s$ , y tomando en cuenta la ubicación del edificio en la zona IIIb, se consideró un período del suelo de 2 seg.

De acuerdo con Bazán, E. y Meli, R. (2008, p.149), es recomendable procurar:

$$0.7 \leq T_E/T_S \leq 1.2$$

En dónde:

$T_E$ =Período dominante del suelo

$T_S$ =Período fundamental de vibración de la estructura

Finalmente,  $T_E/T_S = 0.945$ . Por lo tanto, la estructura no tendrá problemas de resonancia y en consecuencia no se amplificarán en magnitud considerable las excitaciones debidas a las fuerzas laterales por sismo (Bazán, E. y Meli, R., 2008).

**En dirección "x": Azotea**

Nodo:	1	$\gamma$ permisible =	<b>0.012</b>
		$\gamma_x$ =	0.00296
		Q =	<b>2</b>
		Q( $\gamma_x$ )=	0.0059 <b>Pasa por Distorsión</b>

**En dirección "x": Entrepiso 2**

Nodo:	1	$\gamma$ permisible =	<b>0.012</b>
		$\gamma_x$ =	0.0036
		Q =	<b>2</b>
		Q( $\gamma_x$ )=	0.0073 <b>Pasa por Distorsión</b>

**En dirección "x": Entrepiso 1**

Nodo:	3	$\gamma$ permisible =	<b>0.012</b>
		$\gamma_x$ =	0.0029
		Q =	<b>2</b>
		Q( $\gamma_x$ )=	0.0058 <b>Pasa por Distorsión</b>

### 3.7.2 Diseño estructural

a) Diseño de Columna de entrepiso 1 (Col C2)

#### Flexocompresión

Efectos de Esbeltez

Cálculo del Factor de Amplificación de Momentos considerando a las columnas con extremos no restringidos.

De acuerdo al programa especializado para el análisis de edificios, los elementos mecánicos en los extremos de la columna son los siguientes:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

Dónde:

$M_{1,2}$ : momentos flexionantes de diseño en cada uno de los extremos de la columna

$M_{1b}$  y  $M_{2b}$ : momentos flexionantes en los extremos de la columna, producidos por las cargas que no causan desplazamiento lateral apreciable calculados con un análisis elástico de primer orden, multiplicados por el factor de carga

$M_{1s}$  y  $M_{2s}$ : momentos flexionantes en los extremos de la columna, producidos por las cargas que causan desplazamiento lateral apreciable calculados con un análisis elástico de primer orden, multiplicados por el factor de carga

(RCDF GDF, 2004, P. 102)

$M_{1b} =$	<b>0.020</b>	Ton-m
$M_{2b} =$	<b>0.008</b>	Ton-m
$M_{1s} =$	<b>11.880</b>	Ton-m
$M_{2s} =$	<b>5.120</b>	Ton-m

Cálculo del factor de amplificación:

$$F_{as} = \frac{1}{1-\lambda} \geq 1$$

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta}{h V}$$

Dónde:

P= carga axial nominal

$W_u$ = carga axial de diseño



$Q$ = factor de comportamiento sísmico

$\Delta$  = desplazamiento de entrepiso

$E_c$ = módulo de elasticidad del concreto

$I$ = momento de inercia de la sección

$V$ = fuerza cortante nominal

$F_{as}$ = factor de amplificación de momentos en miembros con extremos no restringidos lateralmente

(RCDF GDF, 2004)

$P = 35.78$  Ton  
 $W_u = F_c \times P = 39.36$  Ton  
 $Q = 2$   
 $\Delta = 0.87$  cm     $(\Delta/H)Q = 0.0058 < 0$  **Cumple**

$E_c = 221359$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $I = 125052$  cm<sup>4</sup>  
 $V = 6.670$  Ton  
 $\lambda = 0.034$   
 $F_{as} = 1.035 > 1.00$  **Cumple**

**Finalmente los elementos mecánicos de diseño son:**

$P_u = 39.36$  ton  
 $M_u = 13.53$  ton-m

Dimensiones y armado propuesto de la columna:

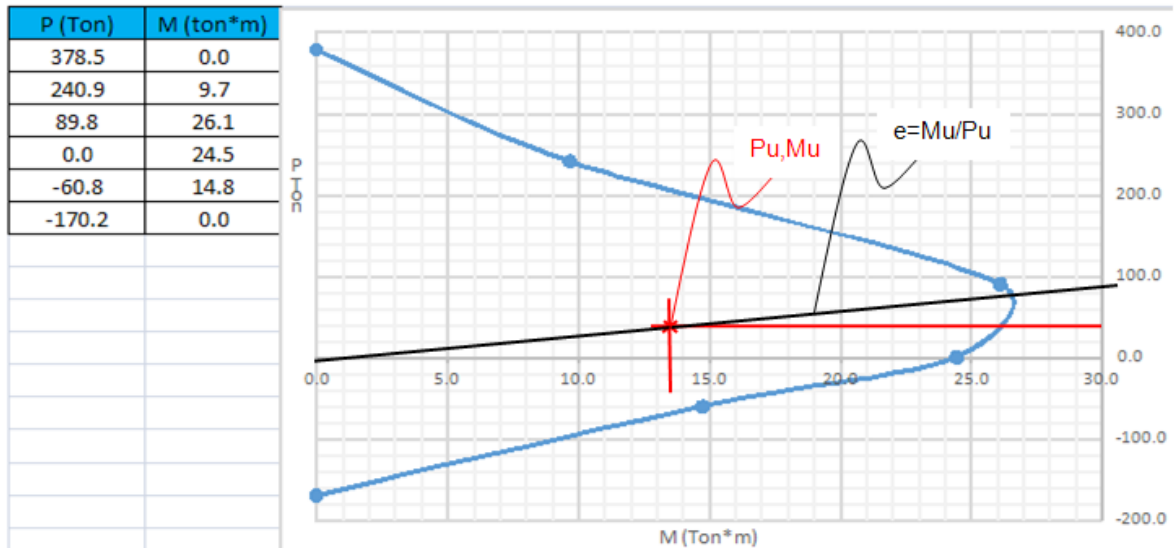
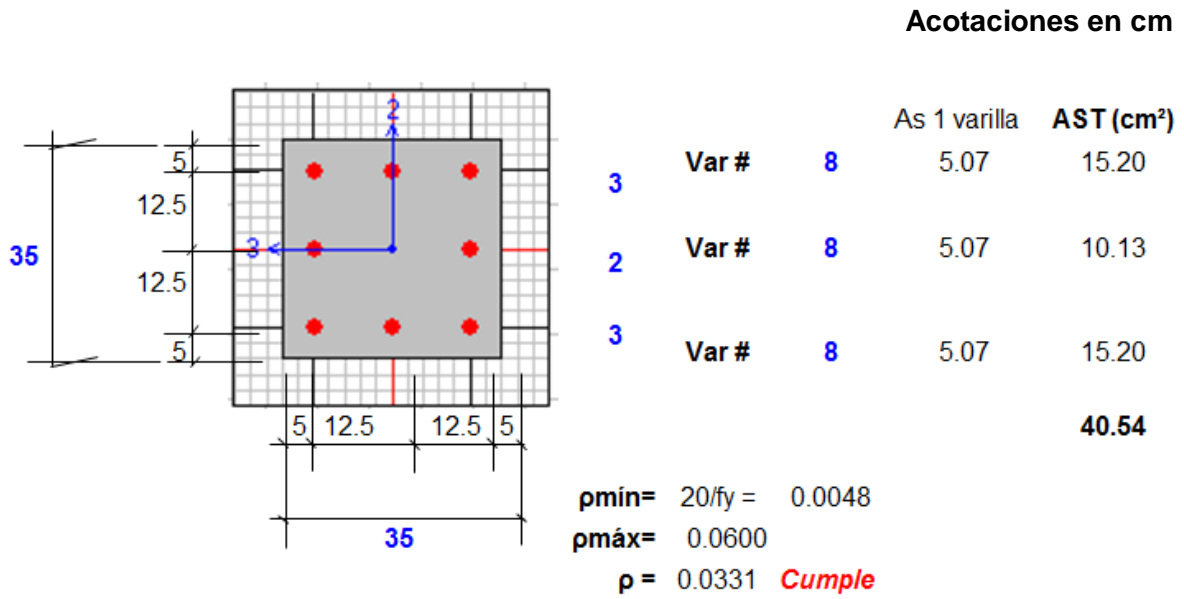


Fig. 8 Diagrama de interacción de columna

Debido a que el punto de la carga y el momento actuante ( $P_u, M_u$ ), se encuentran entre el punto de falla balanceada y de flexión pura, el factor de reducción es el siguiente:

$$FR = \phi = 0.80$$

Si  $e = M_u/P_u = 0.34$  Entonces del diagrama:  $P_n = 80.00$  Ton  
 $M_n = 26.50$  Ton-m

Por lo tanto:

$\phi P_n = 64.00$	Ton	>	$P_u = 39.36$	ton	<b>Cumple</b>
$\phi M_n = 21.20$	Ton-m	>	$M_u = 13.53$	ton-m	<b>Cumple</b>

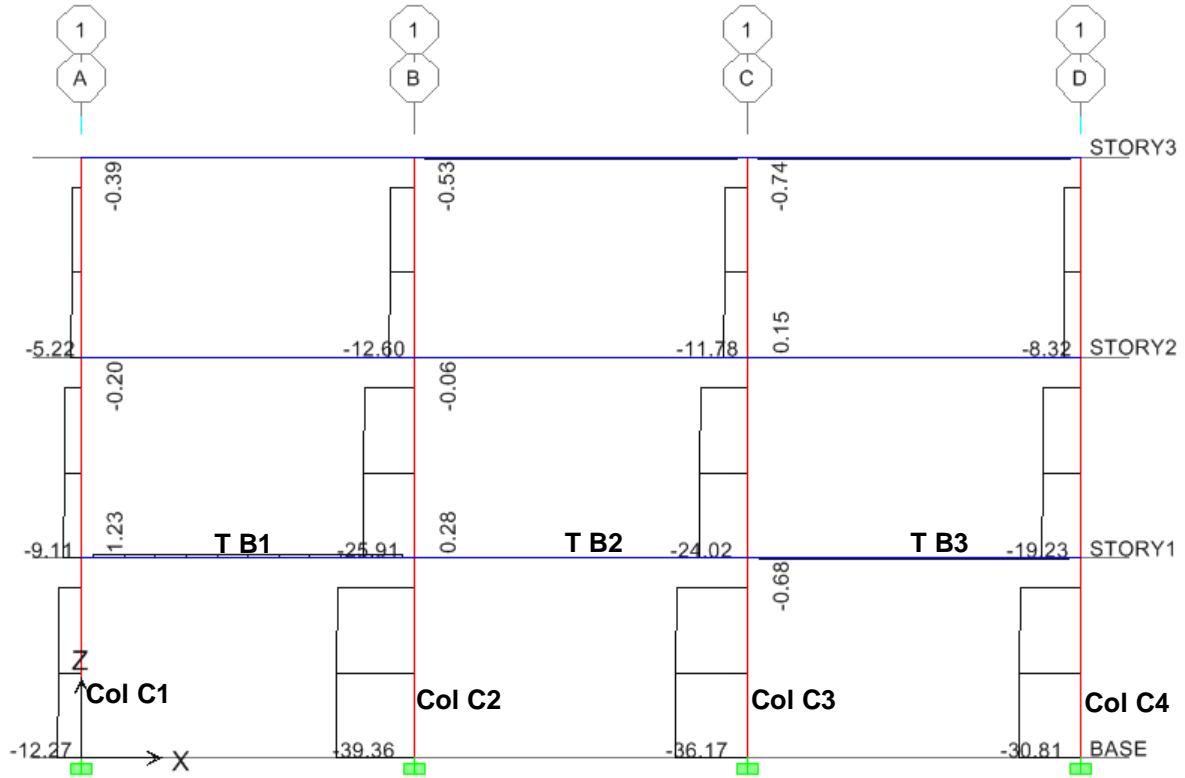
De acuerdo con el diseño, la sección de la columna es adecuada para soportar las cargas actuantes.

### Flexión

De acuerdo al punto 6.2.5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto se debe cumplir la siguiente condición:

“Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser al menos iguales a la resistencia a flexión de las vigas” (RCDF GDF, 2004, P. 139).

De acuerdo al diagrama de carga axial por cargas laterales obtenido mediante el programa especializado en las columnas del entrepiso 1, se puede observar que la más demandada es el elemento Col C2.



Unidades: Ton

Fig. 9 Diagrama de carga axial (combinación de carga: 1.1(PP+CM+CVa+Sx))

Dónde 1.1 (PP+CM+CVa+Sx) es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a "x":

- PP: peso propio
- CM: carga muerta
- CVa: carga viva instantánea
- Sx: sismo en dirección a "x"

Resistencia a Flexión de Columnas bajo cargas de servicio:

$$P_u(\text{piso1}) = 39.36 \text{ ton}$$

$$P_u(\text{piso2}) = 38.54 \text{ ton}$$

Del Diagrama de Interacción obtenemos:

$$M_n(\text{piso1}) = 26.00 \text{ ton-m}$$

$$M_n(\text{piso2}) = 25.50 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma M_n = 51.50 \text{ ton-m}$$

$$\Phi M_n = MR = 41.20 \text{ ton-m}$$

Resistencia a Flexión de Trabes bajo cargas de servicio:

$$\Sigma M_{R\text{trab}} = MR(-) + MR(+) = 15.11 + 8.38 = 23.49 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma M_{R\text{col}} / \Sigma M_{R\text{trab}} = 1.75 \text{ *Cumple*}$$

## Cortante

Obtención del Cortante de Diseño

Datos:

$$H = 3.00 \text{ m}$$

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

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

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$FR = 0.80$$

$$A_s = 40.54 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 7.34 \text{ Ton}$$

$$P_u(\text{piso1}) = 39.36 \text{ ton}$$

De acuerdo al punto 2.5.1.3 (miembros sujetos a flexión y carga axial) de las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF GDF, 2004), se debe cumplir la siguiente condición:

Flexocompresión

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

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

La fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{CR}$ :

Si  $\rho < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{ec. 2.19 (RCDF GDF, 2004)}$$

Si  $\rho \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{ec. 2.20 (RCDF GDF, 2004)}$$

se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por:

$$1 + 0.007 P_u / A_g$$

Entonces:

$$F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) = 202.06 \text{ Ton} > 39.36 \text{ Ton}$$

Finalmente:

$$1 + 0.007 P_u / A_g = 1.00$$

$$\rho = 0.01448$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = 5.82 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 5.82 \text{ Ton}$$

$$V_u > V_{CR} \text{ Se requieren estribos}$$

Cálculo de estribos

Diferencia de cortantes

$$V' = 1.52 \text{ Ton}$$

Empleando fórmula

$$V' = F_r A_v f_y / s$$

$$A_v = 2.13 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V' = 7.16 \text{ ton} > 1.52 \text{ ton} \quad \text{Cumple}$$

**Se usarán estribos del #3 @ 30**

Requisitos adicionales del refuerzo transversal

Separación máxima de estribos

$$d_b = 2.54 \text{ cm} \text{ Diámetro de la barra más delgada del paquete}$$

$$850 / \sqrt{f_y} * d_b = 33.31 \text{ cm}$$

$$\text{Estribos No. } 3$$

$$48 \text{ diámetros de la barra del estribo} = 45.72 \text{ cm}$$

$$\text{La mitad de la menor dimensión de la columna} = 17.5 \text{ cm}$$

**Se usarán estribos del # 3 @ 17.5 cm < 30.0 cm**

**Por lo tanto usar separación por Requisitos Adicionales**

Datos:

Hlibre de columna = **255** cm

Los estribos se deberán cerrar a la mitad en la zona de conexión viga columna, en una longitud no menor que:

35.00 cm (Dimensión transversal máxima de la columna)

$\frac{H_{libre}}{6} = 42.50$  cm

60.00 cm

Por lo tanto la longitud será de = **60** cm

b) Diseño de traveses de entrepiso 1 (trabe B1)

Datos:

Ancho de la Sección (b) = **20.0** cm  
 Peralte total (h) = **45.0** cm  
 Recubrimiento (r) = **4.00** cm  
 Peralte efectivo (d) = **41.00** cm  
 Longitud de la trabe (L) = **500.0** cm

Constantes:

$f'_c = 250$  kg / cm<sup>2</sup>  
 $f^*c = 200$  kg / cm<sup>2</sup>  
 $f''c = 170$  kg / cm<sup>2</sup>  
 $f_y = 4200$  kg / cm<sup>2</sup>  
 FR = **0.90** (Flexión)  
 FR = **0.80** (Cortante)



**Flexión**

Tabla 21 Cuantías de acero mínima y máxima

$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f''c}}{f_y} =$	0.0026	As min =	2.16	cm <sup>2</sup>
$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} =$	0.0152	=	1.5%	
			$\beta_1 =$	0.850

Tabla 22 Obtención del acero negativo longitudinal

<b>Mu(-)=</b>	<b>11.55</b>	<b>Ton-m</b>			
Acero propuesto					As 1 varilla
					cm <sup>2</sup>
	As2=	<b>4</b>	<b>Var #</b>	<b>5</b>	1.98
	As1=	<b>2</b>	<b>Var #</b>	<b>5</b>	1.98
As Total =					11.88
Cuantía de acero					
$\rho = \frac{As}{bd} =$	0.0145	=	1.4%	<b>Cumple</b>	
$q = \rho \frac{f_y}{f''c} =$	0.3578				
$M_R = F_R bd^2 q (1 - 0.5q) f''c =$	15.11		Ton-m		
$Mu / MR =$	0.76		<b>Cumple</b>		

**Flexión (continuación)**

Tabla 23 Obtención del acero positivo longitudinal

<b>Mu(+)=</b>	<b>7.28</b>	<b>Ton-m</b>			
Acero propuesto					As 1 varilla
					cm <sup>2</sup>
	As2=	<b>3</b>	<b>Var #</b>	<b>5</b>	1.98
	As1=	<b>0</b>	<b>Var #</b>	<b>0</b>	0.00
					As Total = 5.94
Cuantía de acero					
$\rho = \frac{As}{bd} =$		0.00724	=	0.7%	<b>Cumple</b>
$q = \rho \frac{fy}{f''c} =$		0.17891			
$M_R = F_R bd^2 q (1 - 0.5q) f''c =$			8.38	Ton-m	
Mu / MR =			0.87	<b>Cumple</b>	

**Cortante**

Tabla 24 Obtención del refuerzo transversal

<b>Vu=</b>	<b>6.32</b>	<b>Ton</b>			
$\rho =$	0.01448				
$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 20\rho) \sqrt{f''c} =$				4.54	Ton
Vcr	>	Vu	Se requieren estribos		
Cálculo de estribos					
Diferencia de cortantes					
V'	1.78	Ton			
Av=	<b>1.42</b>	cm2			
s=	<b>20</b>	cm			
V' = Fr Avfyd/s =	9.78	Ton	>	1.78	ton
					<b>Cumple</b>
<b>Se usarán estribos del #3 @ 20</b>					
Requisitos adicionales del refuerzo transversal:					

Primer estribo a:	<b>5</b>	cm	del apoyo	
Separación Mínima =	<b>6</b>	cm		
Separación Máxima = $d/2$	20.5	cm		
sep =	20	<	20.50	cm
				<b>Cumple</b>

### 3.7.3 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de primer nivel en la base del marco

#### Cálculo del índice de capacidad existente $E_o$ :

De la tabla 1 (Índice de ductilidad F):

Para columnas donde:  $\frac{h_o}{D} \geq 2$  ,  $F = 1.0$

Datos:

$n =$	<b>3</b>		
$i =$	<b>1</b>		
$C_w =$	<b>0</b>		
$h_o =$	<b>255</b>	cm	(altura libre de columna )
$H =$	<b>35</b>	cm	
$B =$	<b>35</b>	cm	Sección de columna
$D =$	<b>35</b>	cm	
# de columnas =	<b>4</b>		
$A_c =$	<b>4900</b>	cm <sup>2</sup>	Área total de columnas
$\frac{h_o}{D} =$	$\frac{255}{35}$	=	7.29
$\tau_c =$	<b>7</b>	kg/cm <sup>2</sup>	
$W =$	<b>1165</b>	kg/m <sup>2</sup>	
$F_c =$	<b>250</b>	kg/cm <sup>2</sup>	

Tabla 25 Cálculo de  $E_0$

Nivel	Sistema de piso:					
	Losa maciza de concreto	$\Sigma A_f$	$a_c$	$C_c$	$\alpha_1$	$F_w$
	Área (m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )			
Azotea	60.94	121.88	40.20	0.302	1	1
Entrepiso	60.94	$E_0 =$	0.302			

Finalmente,  $E_0 = 0.302$

**Cálculo del índice de configuración estructural  $S_D$ :**

De la tabla 3 (Lista de la clasificación de conceptos y valores de G y R):

a) Configuración en planta

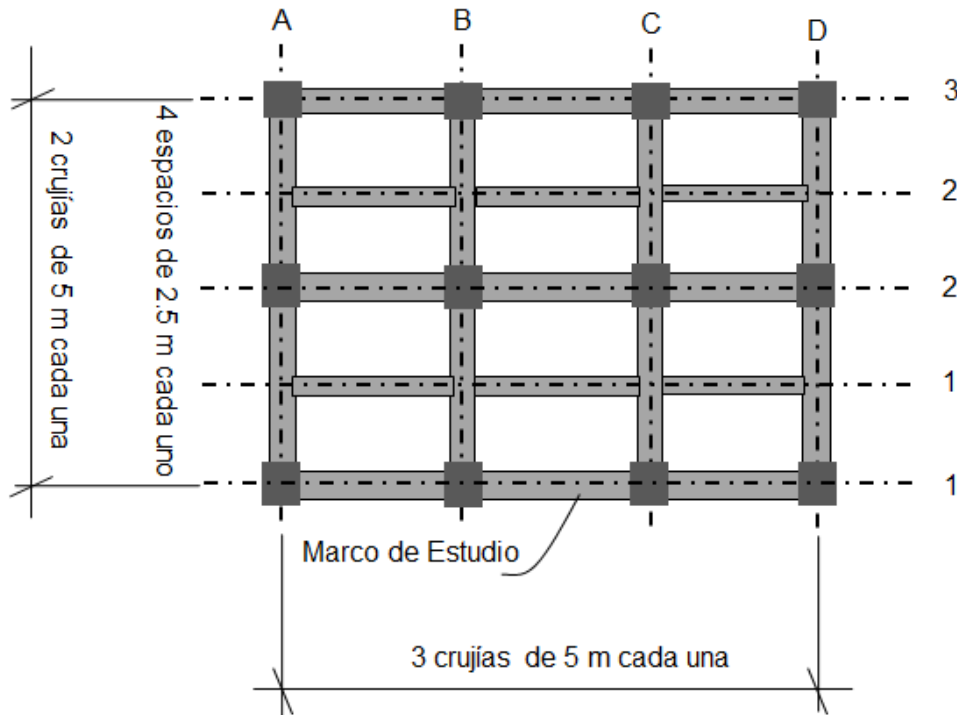


Fig. 10 Planta del edificio

Del concepto de Regularidad:

$G_a = 1.00$   
 $R_{1a} = 1.00$   
 Entonces,  $q_{1a} = 1.00$

Del concepto de Relación de aspecto:

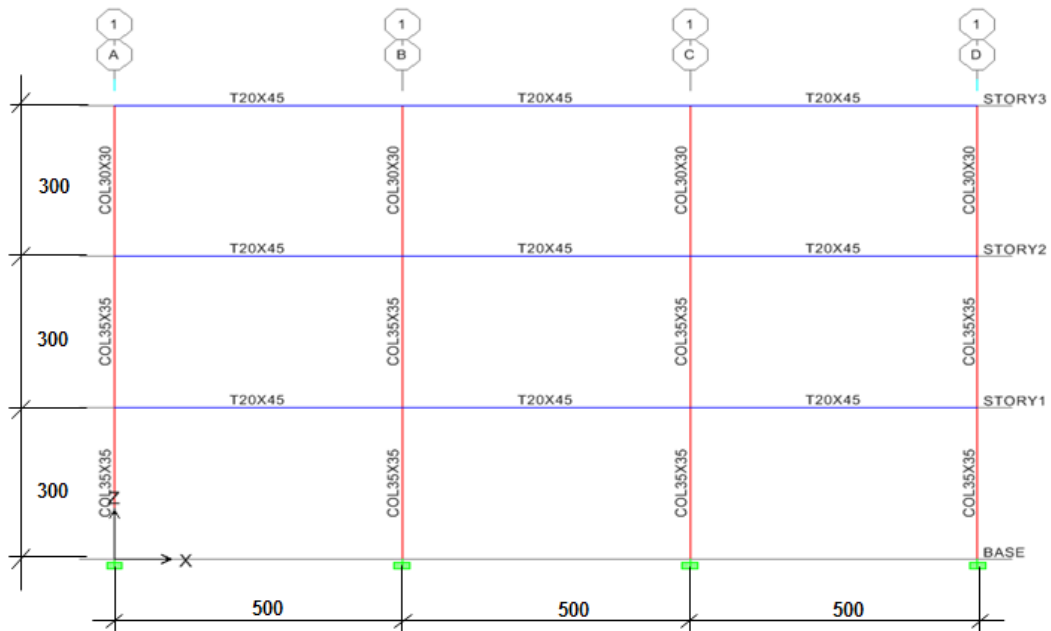
$$b = 15 \text{ m}$$

$$G_b = 0.80$$

$$R_{1b} = 0.50$$

Entonces,  $q_{1b} = 0.90$

b) Configuración en elevación



*acotaciones en cm*

Fig. 11 Elevación del marco

Del concepto de Uniformidad de altura de entrepiso:

$$G_i = 1.00$$

$$R_{1i} = 0.50$$

Entonces,  $q_{1i} = 1.00$

Del concepto de Existencia de piso suave:

$$G_j = 1.00$$

$$R_{1j} = 0.50$$

Entonces,  $q_{1j} = 1.00$

Finalmente,  $SD_1 = 0.9$

### Cálculo del índice de edad $T$ :

De la tabla 4 (Valores para cálculo del índice de edad,  $T$ ):

Debido a que el marco de concreto reforzado forma parte de un edificio cuya edad es menor de 20 años y no presenta daño:

Finalmente,  $T = 1.0$

Por lo tanto, el índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_S$ ) calculado con el procedimiento de primer nivel en la base del marco de 3 niveles, es el siguiente:

$$E_0 = 0.302$$

$$S_D = 0.9$$

$$T = 1.0$$

$$I_S = E_0 S_D T = 0.27$$

### 3.7.4 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_S$ ) con el procedimiento de evaluación de segundo nivel en la base del marco

De acuerdo al programa especializado para el análisis de edificios, la fuerza axial  $N$  (kg) por sismo en las columnas de la base del marco de concreto fueron las siguientes:

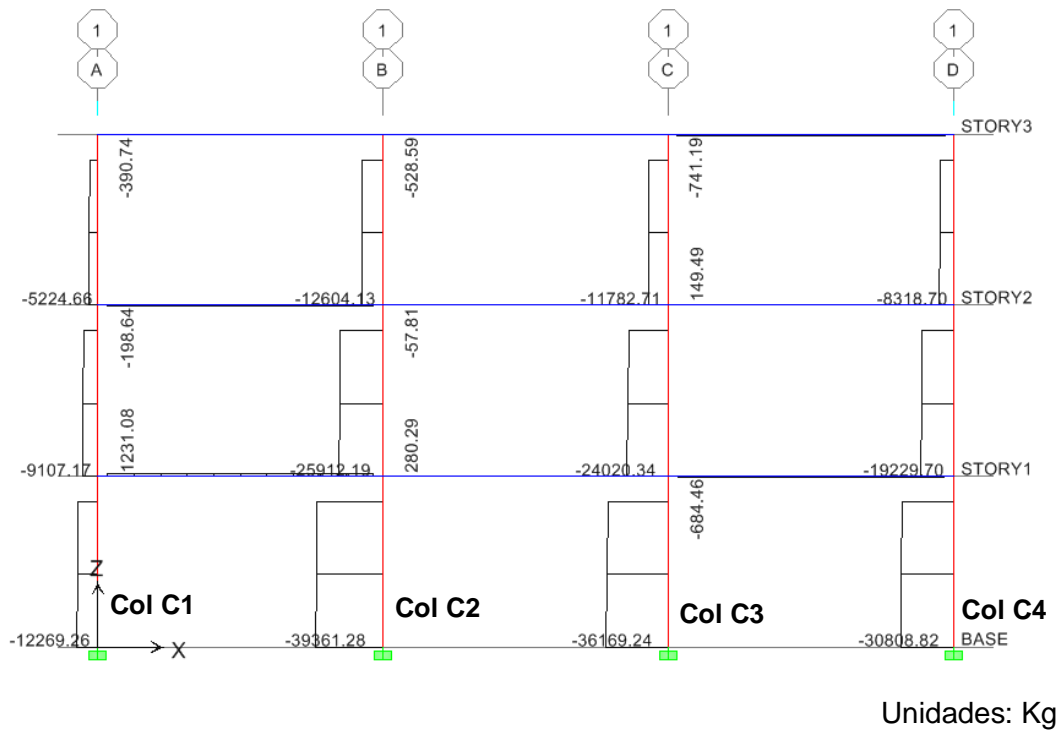


Fig. 12 Diagrama de carga axial (combinación de carga: 1.1(PP+CM+CVa+Sx))

Dónde 1.1 (PP+CM+CVa+Sx) es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a “x”:

- PP: peso propio
- CM: carga muerta
- CVa: carga viva instantánea
- Sx: sismo en dirección a “x”

Capacidad última de flexión de columnas Mu:

Todas las columnas en la base tienen la misma sección transversal y el mismo acero de refuerzo longitudinal.

Datos:	$a_c$ :	3 vars del #8 =	<b>15.20</b>	cm <sup>2</sup>
	ag :	<b>40.54</b>	cm <sup>2</sup>	
	b :	<b>35</b>	cm	
	D :	<b>35</b>	cm	
	$\sigma_y$ :	<b>4200</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )	
	Fc :	<b>250</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )	
Cálculos:				
	Nmáx:	476518	kg	
	Nmin:	-170268	kg	

A continuación se presenta sólo el procedimiento de cálculo de la columna más demandada, elemento Col C2. Al final, se presenta una tabla resumen con los resultados de los demás elementos, cuyo procedimiento es exactamente el mismo.

**Columna C2**

Ninf:	<b>39361</b>	kg		
Nsup:	<b>38537</b>	kg		
$\sigma_o$ :	32.13	kg/cm <sup>2</sup>	<	80 kg/cm <sup>2</sup>

**La sección es adecuada**

476518	>	39361	<	122500	<b>No aplica ec. 16a</b>
122500	>	39361	>	0	<b>Aplica ec. 16b</b>

Finalmente,

$$M_{uinf} = \left( 0.8\alpha_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

$$1787520 + 688817.5 \times 0.871 =$$

$$2387806.739 \text{ kg-cm}$$

$$M_{usup} = \left( 0.8\alpha_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

$$1787520 + 674397.5 \times 0.874 =$$

$$2377054.622 \text{ kg-cm}$$

Capacidad última a cortante de columnas

Datos:             $\rho_t$  :    **3.31**    %  
 $\rho_w$  : cuantía de acero de refuerzo transversal cuando  $\rho_w \geq 0.012$ ,  
se hará  $\rho_w = 0.012$   
 $f'_c$  =    **250**    kg / cm<sup>2</sup>  
 $f^*_c$  =    **200**    kg / cm<sup>2</sup>

De la ec. 2.22 de las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

$$\rho_{min} = \left( \frac{0.30\sqrt{f'_c}}{f_y} \right) = 0.00101$$

Por lo tanto,

$\rho_w$ :	<b>0.00101</b>	<	0.012	<b>Cumple</b>
$\sigma_{wy}$ :	<b>4200</b>			kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_o$ :	10.02		<	80    kg/cm <sup>2</sup>
d:	30			<b>Cumple</b>
ho :	<b>255</b>			cm
M/Q:	127.5			cm
M/Qd:	4.25			
j:	28			cm



$$\text{Finalmente, } Q_u = \left[ \frac{0.53pt^{0.23}(180 + F_c)}{\frac{M}{(Qd)} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{w,s}\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right] b.j$$

$$Q_u = \left\{ 68.68 \quad + \quad 5.56 \quad + \quad 3.21 \right\} \quad 980 = 75904.35 \quad \text{kg}$$

Determinación del mecanismo de falla

$$cQ_{MU} = \frac{(cM_u)_{sup} + (cM_u)_{inf}}{h_0} = 18685.731 \text{ kg} = 18.69 \text{ Ton}$$

$$cQ_{SU} = 75904.35 \text{ kg} = 75.90 \text{ Ton}$$

$$18.69 < 75.90 \quad \text{Columna a Flexión}$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de la columna

$$cQU = cQMU = \mathbf{18.69 \quad Ton}$$

De acuerdo a la tabla 8 y al inciso B de la sección 3.1.2 y sabiendo el mecanismo de falla del elemento, el índice de ductilidad es el siguiente:

$$\mu_o = 10 \left( \frac{cQ_{su}}{cQ_{Mu}} \right) - 1 = 39.62$$

$$K_1 = \mathbf{2.00}$$

$$c\tau_{MU} = cQ_{MU} / (bj) = 19.07$$

$$K_2 = 30 \left[ \frac{c\tau_{Mu}}{F_c} - 0.1 \right] \geq 0 \quad -0.71 < 0 \quad \text{Considerar el valor de cero}$$

Por lo tanto,  $K_2 = 0$

$$\mu = \mu_o - K_1 - K_2 = 37.62$$

De acuerdo al inciso B de la sección 3.1.2 para el Cálculo de la ductilidad última por flexión de columnas  $\mu$ , cuando se obtienen valores de ductilidad muy grandes, el valor máximo de  $\mu$  será igual a 3.2.

Por lo tanto,  $\mu = 3.2$

$$\phi: 1/0.75(1 + 0.05\mu) = 1.55$$

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} = 3.59$$

Agrupamiento de los elementos verticales:

Las 4 columnas pertenecerán a un solo grupo, ya que el valor del índice de ductilidad  $F$  es de: 3.2.

Sin embargo, debido a que la cuantía de acero longitudinal de las columnas es mayor a 1% (3.31%), es suficiente para poder asignarle a  $F$  un valor de 1.0. (ver Cálculo del Índice de ductilidad  $F$  del Procedimiento de Evaluación del Segundo Nivel, después del inciso A).

**Cálculo del índice de capacidad existente  $E_o$ :**

Tabla 26 Tabla resumen

Capacidad a cortante de las columnas				
Elemento	$cQ_{MU}$	$cQ_{SU}$	$cQ_U$	Índice $F$
	Ton	Ton	Ton	
C1	15.58	73.74	15.58	3.59
C2	18.69	75.90	18.69	3.59
C3	18.35	75.65	18.35	3.59
C4	17.78	75.22	17.78	3.59

Elemento	$\rho$ (%)	Índice $F_{1\_final}$	$\Sigma_w$	$C_1$
C1	3.31	1	107.57	0.65
C2				
C3				
C4				

Elemento	$E_1=C_1F_{1\_final}$		$E_o$
C1	0.65	$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2}$	0.65
C2			
C3			
C4			

**Cálculo del índice de configuración estructural  $S_D$ :**

De la tabla 2 (Lista de la clasificación de conceptos y valores de G y R):

a) Configuración en planta

Del concepto de Regularidad:

$$\begin{array}{l} G_a = 1.00 \\ R_{2a} = 0.50 \\ \text{Entonces, } q_{2a} = 1.00 \end{array}$$

Del concepto de Relación de aspecto:

$$\begin{array}{l} b = 15 \text{ m} \\ G_b = 0.80 \\ R_{2b} = 0.25 \\ \text{Entonces, } q_{2b} = 0.95 \end{array}$$

b) Configuración en elevación

Del concepto de Uniformidad de altura de entrepiso:

$$\begin{array}{l} G_i = 1.00 \\ R_{2i} = 0.25 \\ \text{Entonces, } q_{2i} = 1.00 \end{array}$$

Del concepto de Existencia de piso suave:

$$\begin{array}{l} G_j = 1.00 \\ R_{2j} = 0.25 \\ \text{Entonces, } q_{2j} = 1.00 \end{array}$$

Del concepto de Rigidez en planta (PR):

$$\begin{array}{l} G_l = 1.00 \\ R_{2l} = 1.00 \\ \text{Entonces, } q_{2l} = 1.00 \end{array}$$

Del concepto de Rigidez en elevación (SR):

$$\begin{array}{l} G_n = 1.00 \\ R_{2n} = 1.00 \\ \text{Entonces, } q_{2n} = 1.00 \end{array}$$

Finalmente,  $S_{D2}=0.95$

**Cálculo del índice de edad T:**

De la tabla 10, los factores de reducción son los siguientes:

Elemento	Rango	Concepto					
		Agrietamiento y deformación estructural			Deterioro y envejecimiento		
		Nivel			Nivel		
a	b	c	a	b	c		
		1. Agrietamiento relacionado con asentamiento diferencial 2. Agrietamientos diagonales o por cortante en trabes, muros y columnas, fácilmente identificables a simple vista	1. Problemas en elementos secundarios por deformación en losas y trabes 2. Agrietamientos diagonales y por cortante en trabes, muros y columnas, no fácilmente identificables a simple vista 3. Agrietamientos verticales y por flexión en trabes y columnas, fácilmente	1. Agrietamiento estructural menor, no contemplado en los incisos a y b 2. Deformación de losa y trabes, no contemplada en los incisos a y b	1. Agrietamiento y expansión del concreto producto de oxidación en el acero de refuerzo 2. Intemperismo del acero 3. Descomposición del concreto por fuego 4. Deterioro del concreto por productos químicos	1. Aparición de oxidación en acero de refuerzo por agua de lluvia y drenaje 2. Descomposición o imperfecciones del recubrimiento de concreto 3. Desprendimiento y caída notable del material de acabado	1. Deterioro del concreto por fenómenos de intemperismo debidos al agua de lluvia, drenaje, así como a la influencia de productos químicos 2. Intemperismo, desprendimiento y caída menor en materiales de acabados
I Sistema de piso (incluyendo vigas secundarias)	i) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	ii) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	iii) menos de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
II Trabes	i) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.05	0.001	0.004	0.05	0.015	0.004
	ii) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	iii) menos de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
III Muros y columnas	i) más de 1/3 de todos los elementos	0.15	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011
	ii) más de 1/3 de todos los elementos	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	iii) menos de 1/3 de todos los elementos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
Valor de los factores de reducción	Subtotales						
	Totales						

Debido a que el marco de concreto reforzado forma parte de un edificio cuya edad es menor de 20 años, no presenta daños considerables por deformación, agrietamiento estructural, deterioro y envejecimiento, sin embargo se consideró necesario realizar una inspección visual.

Por lo tanto, se obtienen los totales (en la tabla 10, son la suma de los subtotales que son los encerrados en un círculo rojo):

$$\begin{aligned}
 P1: & \quad 0.002 & + & \quad 0.005 & + & \quad 0.015 & = & \quad 0.022 \\
 P2: & \quad 0.002 & + & \quad 0.005 & + & \quad 0.015 & = & \quad 0.022
 \end{aligned}$$

Y con ellos, se obtiene el índice de edad:

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \dots \dots T_N) / N$$

$$T_N = (1 - p_1)(1 - p_2)$$

$$T1 = 0.96$$

$$T = 0.96$$

Finalmente, el índice de comportamiento sísmico estructural (Is) calculado con el procedimiento de segundo nivel, a nivel de la base del marco, es el siguiente:

$$E_0 = 0.65$$

$$S_D = 0.95$$

$$T = 0.96$$

$$I_S = E_0 S_D T = 0.59$$

### 3.7.5 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_S$ ) con el procedimiento de evaluación de tercer nivel en la base del marco

De acuerdo al programa especializado, la fuerza axial N (kg) por sismo en las columnas de la base del marco de concreto fueron las siguientes:

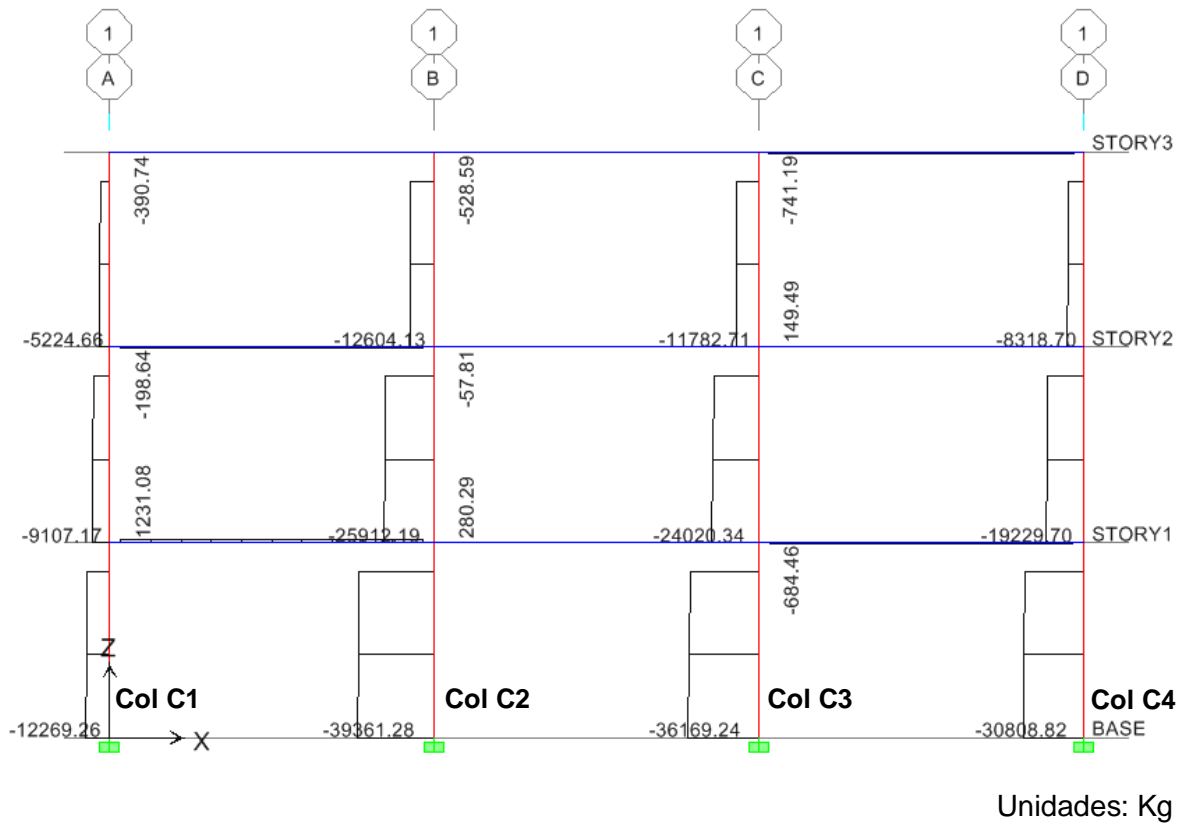


Fig. 13 Diagrama de carga axial (combinación de carga: 1.1(PP+CM+CVa+Sx))

Dónde 1.1(PP+CM+CVa+Sx) es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a "x":

- PP: peso propio
- CM: carga muerta
- CVa: carga viva instantánea
- Sx: sismo en dirección a "x"

Capacidad última de flexión de columnas  $M_u$ :

Todas las columnas en la base tienen la misma sección transversal y el mismo acero de refuerzo longitudinal.

Datos:  $a_t$  : 3 vars del #8 = **15.20** cm<sup>2</sup>  
 $a_g$  : **40.54** cm<sup>2</sup>  
 $b$  : **35** cm  
 $D$  : **35** cm  
 $\sigma_y$  : **4200** (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $F_c$  : **250** (kg/cm<sup>2</sup>)

Cálculos:

$N_{m\acute{a}x}$ : 476518 kg  
 $N_{m\acute{i}n}$ : -170268 kg

A continuación se presenta sólo el procedimiento de cálculo de la columna más demandada, elemento Col C2. Al final, se presenta una tabla resumen con los resultados de los demás elementos, cuyo procedimiento es exactamente el mismo.

**Columna C2**

$N_{inf}$ : **39361** kg  
 $N_{sup}$ : **38537** kg  
 $\sigma_o$  : 32.13 kg/cm<sup>2</sup> < 80 kg/cm<sup>2</sup>

**La sección es adecuada**

476518 > 39361 < 122500  
**No aplica ec. 16a**

122500 > 39361 > 0  
**Aplica ec. 16b**

Finalmente,

$$M_{uinf} = \left( 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

$$1787520 + 688817.5 \times 0.871 =$$

$$2387806.739 \text{ kg-cm}$$

$$M_{usup} = \left( 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

$$1787520 + 674397.5 \times 0.874 =$$

2377054.622 kg-cm

$$\text{Finalmente, } Q_u = \left[ \frac{0.53pt^{0.23}(180 + F_c)}{\frac{M}{(Qd)} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{w.s}\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right] b \cdot j$$

$$Q_u = \left\{ 68.68 + 5.56 + 3.21 \right\} 980 = 75904.35 \text{ kg}$$

Determinación del mecanismo de falla

$$cQ_{MU} = \frac{(cM_u)_{sup} + (cM_u)_{inf}}{h_0} = 18685.731 \text{ kg} = 18.69 \text{ Ton}$$

$$cQ_{SU} = 75904.35 \text{ kg} = 75.90 \text{ Ton}$$

$$18.69 < 75.90 \text{ **Columna a Flexión**}$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de la columna

$$cQU = cQMU = \mathbf{18.69 \text{ Ton}}$$

Tabla 27 Tabla resumen

Capacidad a Cortante de las Columnas				
Elemento	cQMU	cQSU	cQU	Índice F
	Ton	Ton	Ton	
C1	15.58	73.74	15.58	3.59
C2	18.69	75.90	18.69	3.59
C3	18.35	75.65	18.35	3.59
C4	17.78	75.22	17.78	3.59

Elemento	ρ (%)	Índice F <sub>1_final</sub>
C1	3.31	1
C2		
C3		
C4		

Capacidad última de flexión de traves:

Todas las traves del entrepiso 1, tienen el mismo armado de acero longitudinal y transversal:

Astrabe (-) = 11.88 cm<sup>2</sup> (área total de acero de refuerzo longitudinal a tensión)

Para considerar la contribución del acero de refuerzo a tensión de la losa, se determinará el ancho de patín efectivo para una viga "T" :

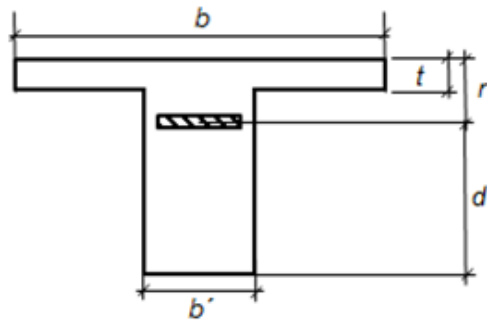


Fig. 14 Viga "T" (contribución del acero a tensión de la losa)

l =	<b>500</b>	cm	Ancho efectivo b, el menor de :		
t =	<b>10</b>	cm			
b' =	<b>20</b>	cm	16t+b' =	180	cm
htrabe =	<b>45</b>	cm	l/4 =	125	cm
htotal =	55	cm	c.a.c. =	<b>500</b>	cm
rec =	<b>9</b>	cm			
d =	46	cm	Por lo tanto <b>b =</b>	<b>125</b>	<b>cm</b>

No. De varillas del # 3 @ 25 en	125	cm =	6.00
As varilla del # 3 =	<b>0.71</b>	cm <sup>2</sup>	
Aslosa (-) =	4.26	cm <sup>2</sup>	

**at = Astot (-) = Astrabe(-) + Aslosa (-) = 16.14 cm<sup>2</sup>**





44498 kg  
44.498 Ton

Determinación del mecanismo de falla

$$cQ_{MU} = \frac{(cM_u)_{izq} + (cM_u)_{der}}{h_0} = 8338.7375 \text{ kg} \quad 8.34 \text{ Ton}$$

$$cQ_{SU} = 44497.66 \text{ kg} \quad 44.50 \text{ Ton}$$

$$8.34 < 44.50 \quad \text{Viga débil en Flexión}$$

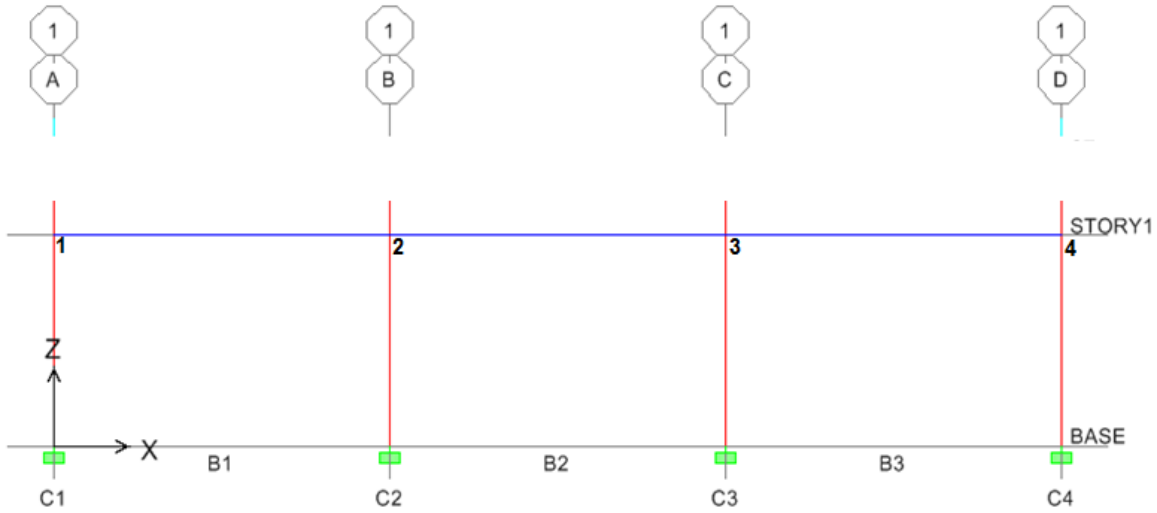
Por lo tanto, la capacidad a cortante de la viga

$$cQ_U = cQ_{MU} = 8.34 \text{ Ton}$$

De acuerdo a la tabla 7 y sabiendo el mecanismo de falla del elemento, el índice de ductilidad  $F = 3.0$ .

Cálculo del mecanismo de falla y de la fuerza cortante incidente de capacidad última.

Obtención de la suma de momentos nodales en vigas y columnas:



Unidades: Ton-m

Fig. 15 Elevación lateral de las columnas de la base del marco

Tabla 28 Momentos nodales en los elementos

Columna	Muinf	Musup	$\Sigma Mu$	Trabe	Muizq	Muder	$\Sigma Mu$
	Ton-m	Ton-m	Ton-m		Ton-m	Ton-m	Ton-m
C1	19.94	19.80	<b>39.74</b>	B1	20.85	20.85	<b>41.69</b>
C2	23.88	23.77	<b>47.65</b>	B2	20.85	20.85	<b>41.69</b>
C3	23.46	23.35	<b>46.80</b>	B3	20.85	20.85	<b>41.69</b>
C4	22.72	22.61	<b>45.33</b>				

Para nodo 1:

$$39.74 < 41.69 \text{ Ton-m}$$

*Considerar sólo los momentos de columnas como momentos nodales*

**Momento nodal en columna = 19.87 Ton-m**

Para nodo 2:

$$47.65 > 41.69 \text{ Ton-m}$$

*Considerar sólo los momentos de vigas como momentos nodales*

**Momento nodal en columna = 20.85 Ton-m**

Para nodo 3:

$$46.80 > 41.69 \text{ Ton-m}$$

*Considerar sólo los momentos de vigas como momentos nodales*

**Momento nodal en columna = 20.85 Ton-m**

Para nodo 4:

$$45.33 > 41.69 \text{ Ton-m}$$

*Considerar sólo los momentos de vigas como momentos nodales*

**Momento nodal en columna = 20.85 Ton-m**

Finalmente,

Tabla 29 Momentos nodales resultantes

Nodo	Mu
	Ton-m
1	<b>19.87</b>
2	<b>20.85</b>
3	<b>20.85</b>
4	<b>20.85</b>

Por lo tanto, el mecanismo de falla de los nodos será el mecanismo de falla de las columnas para el primer nodo y, el mecanismo de falla de las vigas para los demás.

A continuación se presenta sólo el procedimiento de cálculo de la columna más demandada, elemento Col C2. Al final, se presenta una tabla resumen con los resultados de los demás elementos, cuyo procedimiento es exactamente el mismo.

Capacidad última a flexión del elemento.

Obtención de los mecanismos de falla de columnas: C2

**Columna C2**

$$M_{uinf} = 20.85 \quad \text{Ton-m}$$

$$M_{usup} = 20.85 \quad \text{Ton-m}$$

Capacidad última a cortante de columnas

Finalmente,

$$Q_u = \left[ \frac{0.53pt^{0.23}(180 + F_c)}{\frac{M}{(Qd)} + 0.12} + 2.7 \sqrt{R_{w,s}\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right] b.j$$

$$Q_u = \left\{ 68.68 + 5.56 + 1.00 \right\} 980$$

73736.99 kg

Determinación del mecanismo de falla

$$cQ_{MU} = \frac{(cM_u)_{sup} + (cM_u)_{inf}}{h_0} = 16350.47 \text{ kg} = 16.35 \text{ Ton}$$

$$cQ_{SU} = 73736.99 \text{ kg} = 73.74 \text{ Ton}$$

$$16.35 < 73.74 \quad \text{Columna a Flexión}$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de la columna

$$cQU = cQMU = 16.35 \text{ Ton}$$

De acuerdo a la tabla 8 y al inciso B de la sección 3.1.2 y sabiendo el mecanismo de falla del elemento, el índice de ductilidad es el siguiente:

$$\mu_o = 10 \left( \frac{cQ_{su}}{cQ_{Mu}} \right) - 1 = 44.10$$

$$K_1 = 2.00$$

$$c \tau_{MU} = cQ_{MU} / (bj) = 16.68$$

$$K_2 = 30 \left[ \frac{c\tau_{Mu}}{F_c} - 0.1 \right] \geq 0 \quad -1.00 < 0 \quad \text{Considerar el valor de cero}$$

Por lo tanto,  $K_2 = -1.00 \quad 0$

$$\mu = \mu_o - K_1 - K_2 = 43.10$$

De acuerdo al inciso B de la sección 3.1.2 para el Cálculo de la ductilidad última por flexión de columnas  $\mu$ , cuando se obtienen valores de ductilidad muy grandes, el valor máximo de  $\mu$  será igual a 3.2.

Por lo tanto,  $\mu = 3.2$

$$\phi: 1/0.75(1 + 0.05\mu) = 1.55$$

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} = 3.59$$

Agrupamiento de los elementos verticales:

Las 4 columnas pertenecerán a un solo grupo, ya que el valor del índice de ductiliadad F es de: 3.2.

Sin embargo, debido a que la cuantía de acero longitudinal de las columnas es mayor a 1% (3.31%), es suficiente para poder asignarle a F un valor de 1.0. (ver Cálculo del Índice de ductilidad F del Procedimiento de Evaluación del Segundo Nivel, después del inciso A).

**Cálculo del índice de capacidad existente  $E_o$ :**

Tabla 30 Tabla resumen

Capacidad a cortante de las columnas				
Elemento	$cQ_{Mu}$	$cQ_{su}$	$cQ_u$	Índice F
	Ton	Ton	Ton	
C1	15.58	73.74	15.58	3.59
C2	16.35	73.74	16.35	3.59
C3	16.35	73.74	16.35	3.59
C4	16.35	73.74	16.35	3.59

Tabla 30 ( Continuación de tabla resumen)

Elemento	$\rho$ (%)	Índice $F_1, F_2_{final}$	$\Sigma w$	$C_1, C_2$
	3.31		107.57	0.14
C1		1		0.46
C2		3		
C3				
C4				

Tabla 30 ( Continuación de tabla resumen)

Elemento	$E_1=C_1F_1_{final}$ $E_2=C_2F_2_{final}$		$E_o$
		$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2}$	1.38
C1	0.14		
C2	1.37		
C3			
C4			

**Cálculo del índice de configuración estructural  $S_D$ :**

El índice de configuración estructural se obtiene con el mismo procedimiento del segundo nivel.

Por lo tanto  $S_{D2}=S_{D3}$

Finalmente,  $S_{D3} = 0.95$

**Cálculo del índice de edad  $T$ :**

Debido a que le marco de concreto reforzado forma parte de un edificio cuya edad es menor de 20 años, no presenta daños considerables por deformación, agrietamiento estructural, deterioro y envejecimiento, sin embargo se consideró necesario realizar una inspección visual.

De la tabla 10, se obtienen los totales de los factores de reducción (son la suma de los subtotaes que son los encerrados en un círculo rojo), mismos que son los siguientes:

$$\begin{array}{rclclclcl}
 P1: & 0.002 & + & 0.005 & + & 0.015 & = & 0.022 \\
 P2: & 0.002 & + & 0.005 & + & 0.015 & = & 0.022
 \end{array}$$

Y con ellos, se obtiene el índice de edad:

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \dots \dots T_N)/N$$

$$T_N = (1 - p_1)(1 - p_2)$$

$$T_1 = 0.96$$

$$T = 0.96$$

Tabla 10 Valores de los factores de reducción para la inspección de segundo nivel: evaluación de segundo nivel

Elemento	Rango	Concepto					
		Agrietamiento y deformación estructural			Deterioro y envejecimiento		
		Nivel			Nivel		
a	b	c	a	b	c		
		1. Agrietamiento relacionado con asentamiento diferencial 2. Agrietamientos diagonales o por cortante en trabes, muros y columnas, fácilmente identificables a simple vista	1. Problemas en elementos secundarios por deformación en losas y trabes 2. Agrietamientos diagonales y por cortante en trabes, muros y columnas, no fácilmente identificables a simple vista 3. Agrietamientos verticales y por flexión en trabes y columnas, fácilmente	1. Agrietamiento estructural menor, no contemplado en los incisos a y b 2. Deformación de losa y trabes, no contemplada en los incisos a y b	1. Agrietamiento y expansión del concreto producto de oxidación en el acero de refuerzo 2. Intemperismo del acero 3. Descomposición del concreto por fuego 4. Deterioro del concreto por productos químicos	1. Aparición de oxidación en acero de refuerzo por agua de lluvia y drenaje 2. Descomposición o imperfecciones del recubrimiento de concreto 3. Desprendimiento y caída notable del material de acabado	1. Deterioro del concreto por fenómenos de intemperismo debidos al agua de lluvia, drenaje, así como a la influencia de productos químicos 2. Intemperismo, desprendimiento y caída menor en materiales de acabados
I Sistema de piso (incluyendo vigas secundarias)	i) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	ii) más de 1/9 de todo el número de sistemas de piso	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	iii) menos de 1/9 de todo el número de sistemas de piso	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
II Trabes	i) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.05	0.001	0.004	0.05	0.015	0.004
	ii) más de 1/9 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	iii) menos de 1/9 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
III Muros y columnas	i) más de 1/3 de todos los elementos	0.15	0.045	0.011	0.15	0.046	0.011
	ii) más de 1/9 de todos los elementos	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	iii) menos de 1/9 de todos los elementos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
Valor de los factores de reducción	Subtotales						
	Totales						

Finalmente, el índice de comportamiento sísmico estructural (I<sub>s</sub>) calculado con el procedimiento de segundo nivel, a nivel de la base del marco, es el siguiente:

$$E_0 = 1.38$$

$$S_D = 0.95$$

$$T = 0.96$$

$$I_s = E_0 S_D T = 1.26$$

Tabla 31 Tabla resumen de Índice de Comportamiento Sísmico

Procedimiento	I <sub>s</sub> =E <sub>0</sub> S <sub>D</sub> T
1er Nivel	0.27
2do Nivel	0.59
3er Nivel	1.26

De la tabla anterior, es notable la diferencia del valor del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$  para cada uno de los niveles de procedimiento. Una de las razones que explican el porqué de esta diferencia, radica en que el grado de detalle y exactitud en el cálculo de cada una de las variables involucradas ( $E_0$ ,  $S_D$  y  $T$ ), va aumentando conforme se avanza en el nivel.

De acuerdo con el Ministerio de Construcción del Japón (2001), para el primer nivel sólo se considera a la geometría de los elementos estructurales (columnas y muros), como principal fuente de aporte para la determinación del índice básico de capacidad existente  $E_0$ . Aun así, debido a que la estructura de concreto estudiada sólo cuenta con marcos de concreto reforzado y no tiene muros que puedan proporcionar cierta rigidez ante los desplazamientos laterales generados por las fuerzas sísmicas, el índice  $E_0$  resultante es muy bajo y como consecuencia también el índice  $I_s$ . No obstante de que por configuración estructural y edad, la estructura haya resultado adecuada.

De acuerdo con el Ministerio de Construcción del Japón (2001), para el segundo nivel si se consideran las propiedades geométricas y estructurales de los elementos (columnas y muros), como principal fuente de aporte para la determinación del índice básico de capacidad existente  $E_0$ . Cuando se emplean los requerimientos mínimos de los reglamentos de construcción para el diseño estructural de los elementos que componen a una edificación, nos darán como resultado materiales de buena calidad y cuantías de acero longitudinal y transversal suficientes para garantizar un comportamiento resistente y dúctil de la estructura para poder soportar las fuerzas y deformaciones causadas por las fuerzas laterales por sismo. Por lo tanto, el índice  $E_0$  resultante es más alto y como consecuencia también el índice  $I_s$ . Además de que por configuración estructural y edad, la estructura resultó adecuada.

Finalmente para el tercer nivel y de acuerdo con el Ministerio de Construcción del Japón (2001), se llevan a cabo las mismas consideraciones que en el caso del segundo nivel. La única diferencia es que en este nivel si se considera también la resistencia de las trabes a diferencia del segundo nivel, donde a las mismas se les considera sólo como infinitamente rígidas. Por lo tanto, el índice  $E_0$  resultante es más alto y como consecuencia también el índice  $I_s$ . Además de que por configuración estructural y edad, la estructura resultó adecuada.



### 3.8 Estudio del segundo modelo de concreto reforzado de 3 niveles

#### 3.8.1 Análisis estructural

Consta de 3 crujeas de 8 m y 3 niveles de entrepiso de 3 m. Los tableros de losa son de 8x8 m.

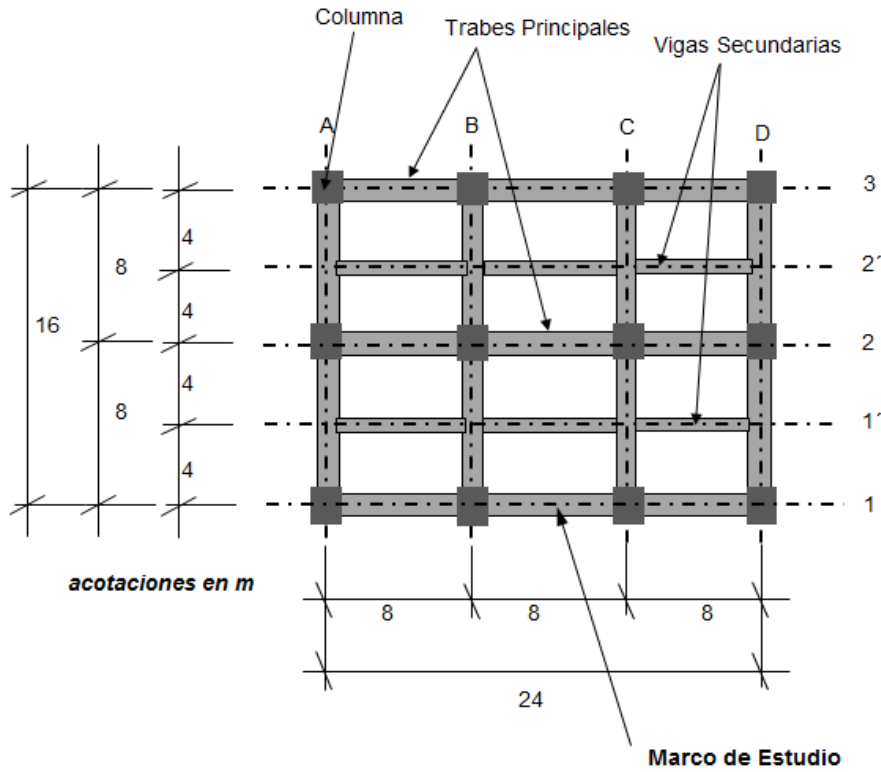


Fig. 16 Planta del edificio de 3 niveles

Marco de 3 Niveles-Eje 1

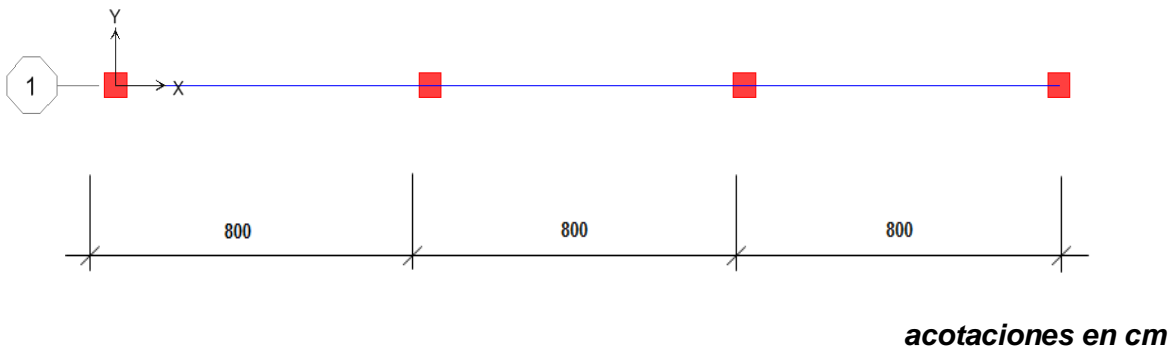
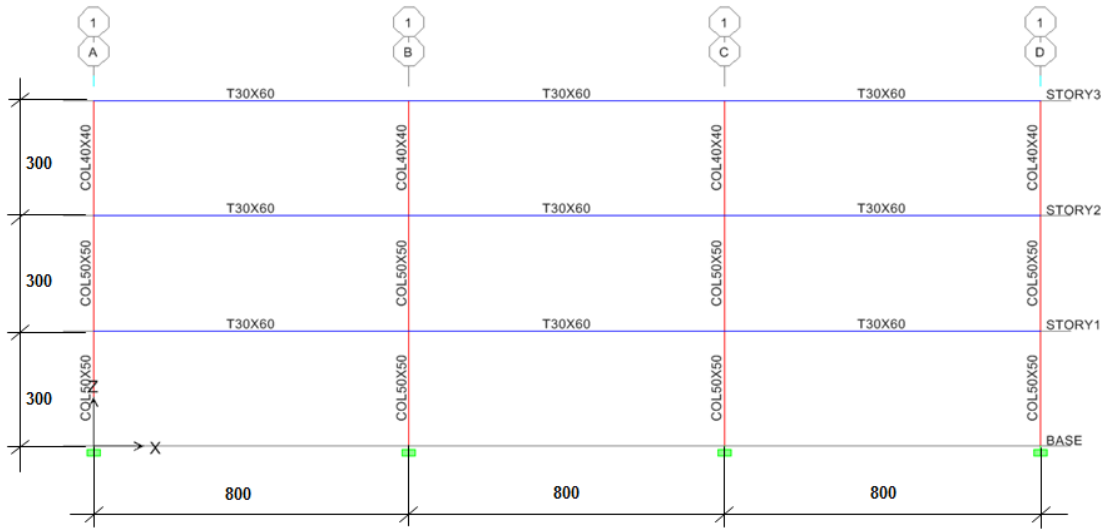
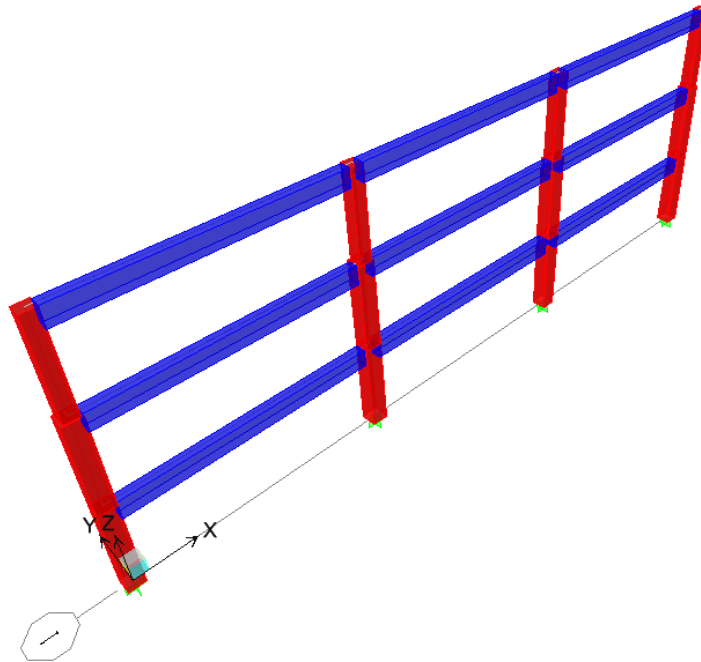


Fig. 17 Vista en planta del marco



*acotaciones en cm*

*Fig. 18 Elevación Lateral del marco*



*Fig. 19 Vista en 3d del marco*

A continuación se presenta el análisis considerado para el diseño estructural del marco:

### Azotea

Descripción	espesor cm	Peso Vol. kg/m <sup>3</sup>	carga x área kg/m <sup>2</sup>	carga total x área kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza de concreto reforzado	15	2400	360	360
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Tezontle saturado	5	1550	77.5	77.5
Mortero de cemento y arena	2	2000	40	40
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Enladrillado de arcilla artesanal	2	1650	33	33
Instalaciones			15	15
Falso Plafón			15	15
<b>Suma</b>				<b>580.5</b>

### Entrepiso Tipo

Descripción	espesor cm	Peso Vol. kg/m <sup>3</sup>	carga x área kg/m <sup>2</sup>	carga total x área kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza de concreto reforzado	15	2400	360	360
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Mortero de cemento y arena	2	2000	40	40
Carga adicional en losas y firmes			20	20
Mosaico de pasta			35	35
Instalaciones			15	15
Falso Plafón			15	15
<b>Suma</b>				<b>505</b>

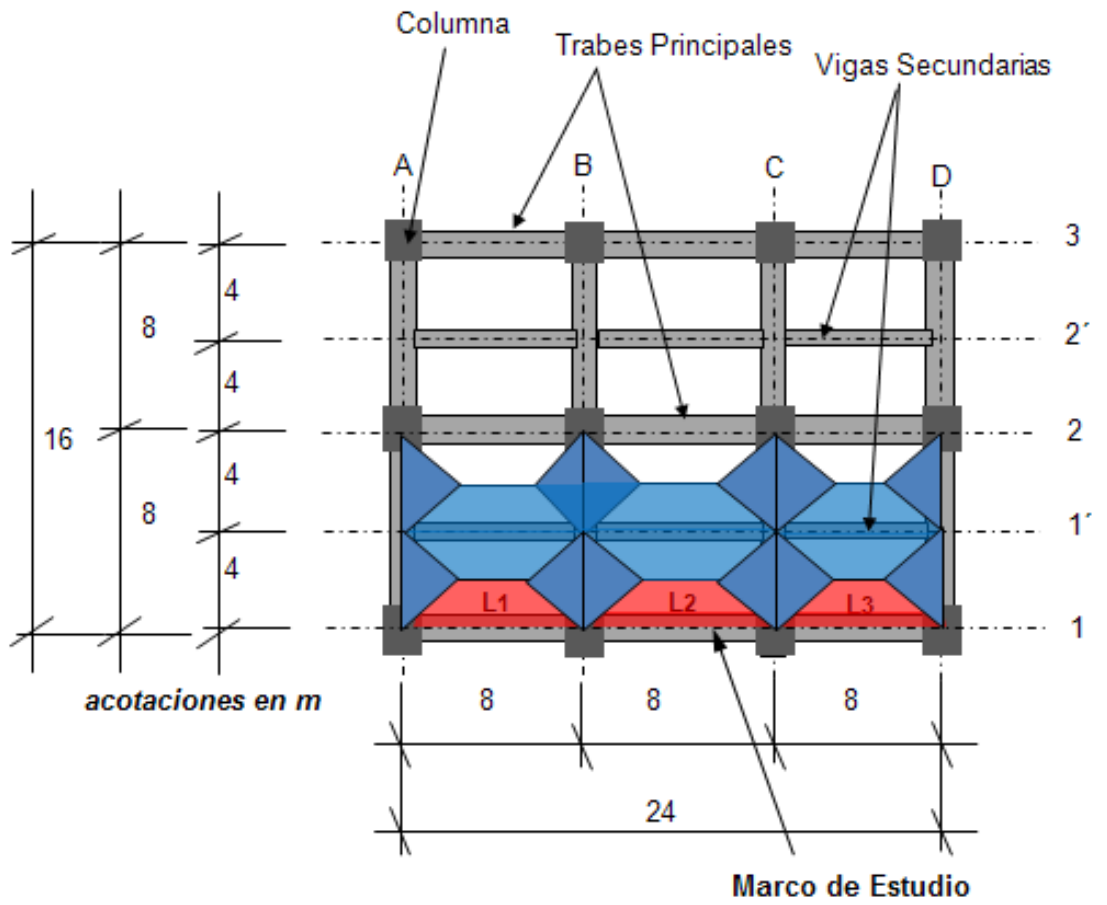
### Cargas Totales Uniformemente Repartidas

Nombre	Carga muerta CM kg/m <sup>2</sup>	Cviva máx CVm kg/m <sup>2</sup>	Cviva acc CVa kg/m <sup>2</sup>	Total CM+CVm kg/m <sup>2</sup>	Total CM+CVa kg/m <sup>2</sup>
Azotea	580.5	100	70	680.5	650.5
Ent y PB	505	250	180	755	685

Tabla 32 Cargas Totales de Entrepiso

Por Sismo												
Azotea												
No.	Nombre	Longitud	Altura	Base	Peso Vol.	Área	Carga Unif.	Cargas sobre Columnas	# de elem.	Factor	Total	Carga Unif.
		m	m	m	kg/m <sup>3</sup>	Tribut.	kg/m <sup>2</sup>	del Marco			CM+CVa	Resultante
						Directa		kg			Ton	kg/m <sup>2</sup>
						m <sup>2</sup>						
1	Azotea					36.00	651	60054	1		83.47	
2	T30x60	8	0.60	0.30	2400				3		10.37	
3	Col 40x40	3	0.40	0.40	2400				4	1	4.61	
									<b>Total</b>		<b>98.45</b>	<b>631</b>
Entrepiso 1 y 2												
1	Planta Tipo					36.00	685	62124	1		86.78	
2	T30x60	8	0.60	0.30	2400				3		10.37	
3	Col 50x50	3	0.50	0.50	2400				4	1	7.20	
									<b>Total</b>		<b>104.35</b>	<b>669</b>

Peso Total de la Estructura para sismo WT = 307.15 Ton



Atrib Directa sobre Marco = 36.00 m<sup>2</sup>  
 (en color rojo)  
 Atrib Total = 156.00 m<sup>2</sup>  
 L = # de Tablero

Fig. 20 Planta del edificio con las áreas tributarias del marco de estudio

Tabla 33 Cargas Totales de Entrepiso

Por Carga Vertical												
Azotea												
No.	Nombre	Longitud	Altura	Base	Peso Vol.	Área	Carga Unif.	Cargas sobre Columnas	# de elem.	Factor	Total	Carga Unif.
		m	m	m	kg/m <sup>3</sup>	Tribut.	kg/m <sup>2</sup>	del Marco			CM+CV <sub>m</sub>	Resultante
						Directa		kg			Ton	kg/m <sup>2</sup>
						m <sup>2</sup>						
1	Azotea					36.00	681	61854	1		86.35	
2	T30x60	8	0.60	0.30	2400				3		10.37	
3	Col 40x40	3	0.40	0.40	2400				4	1	4.61	
									<b>Total</b>		<b>101.33</b>	<b>650</b>
Entrepiso 1 y 2												
1	Planta Tipo					36.00	755	66324	1		93.50	
2	T30x60	8	0.60	0.30	2400				3		10.37	
3	Col 50x50	3	0.50	0.50	2400				4	1	7.20	
									<b>Total</b>		<b>111.07</b>	<b>712</b>

Peso Total de la Estructura WT<sub>m</sub> = 323.47 Ton

Tabla 34 Cargas totales en tableros

Tablero	Ly cm	Nivel	Tpo. Carga	W (Ton/m <sup>2</sup> )	Borde Horizontal
					W t/m
L1	800	Azotea	CM	0.581	0.87
L2	800				0.87
L3	800				0.87
L1	800		CVm	0.100	0.15
L2	800				0.15
L3	800				0.15
L1	800		CVa	0.070	0.11
L2	800				0.11
L3	800				0.11
L1	800	Ent. Tpo	CM	0.505	0.76
L2	800				0.76
L3	800				0.76
L1	800		CVm	0.250	0.38
L2	800				0.38
L3	800				0.38
L1	800		CVa	0.180	0.27
L2	800				0.27
L3	800				0.27

Análisis Sísmico

Piso	W <sub>i</sub> ton	h <sub>i</sub> m	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> ton	Momento de volteo en la base	
					F <sub>i</sub> h <sub>i</sub> ton-m	V <sub>i</sub> ton
3	98.45	9.0	886.03	33.55	301.94	33.55
2	104.35	6.0	626.11	23.71	142.24	57.26
1	104.35	3.0	313.06	11.85	35.56	69.11
	<b>307.15</b>		<b>1825.20</b>	<b>M<sub>v</sub> = 479.74</b>		

Coeficiente sísmico:  $c = 0.45$   
 Factor de comport. Sísmico:  $Q = 2$   
 Cortante en la base:  $V_b = 69.11 \text{ ton}$

Dónde:

- W<sub>i</sub>: peso de entrepiso
- h<sub>i</sub>: altura de entrepiso
- W<sub>i</sub>h<sub>i</sub>: producto del peso por la altura de entrepiso
- F<sub>i</sub>: fuerza sísmica
- F<sub>i</sub>h<sub>i</sub>: momento de volteo en la base
- V<sub>i</sub>: cortante de entrepiso

Tabla 35 Reacciones en la base por combinación de carga PP+CM+CVINST(CVa)

Nivel	Punto	Comb. Carga	FZ
BASE	1	PP+CM+CVINST	55.51
BASE	2	PP+CM+CVINST	98.18
BASE	3	PP+CM+CVINST	98.18
BASE	4	PP+CM+CVINST	55.51
		<b>Suma</b>	<b>307.38</b>

Tabla 36 COMPROBACIÓN DE CORTANTE BASAL

Nivel	Punto	Carga	FX
BASE	1	SX	-14.89
BASE	2	SX	-19.09
BASE	3	SX	-19.09
BASE	4	SX	-14.89
<b>Suma</b>	<b>0, 0, Base</b>	<b>SX</b>	<b>-67.94</b>

Revisión de Distorsiones

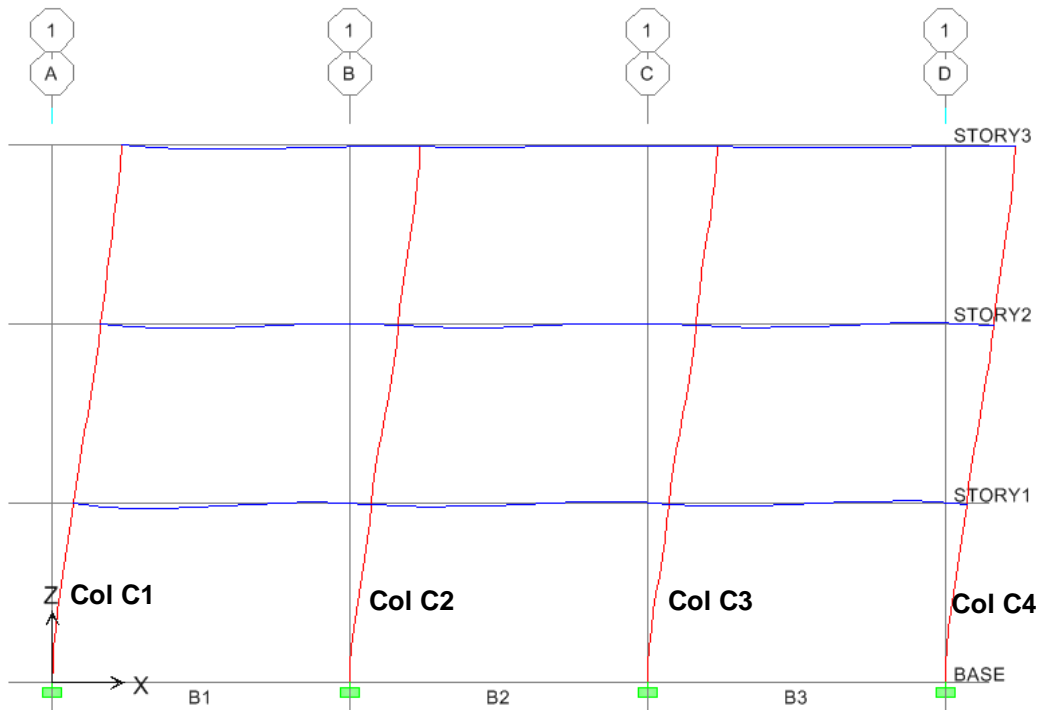


Fig. 21 Diagrama de deformaciones (combinación de carga: PP+CM+CVa+Sx)



El período fundamental de vibración de la estructura,  $T_x$ , es= 1.64 seg.

De acuerdo a la figura A.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF GDF, 2004), Períodos predominantes del suelo  $T_s$ , y tomando en cuenta la ubicación del edificio en la zona IIIb, se consideró un período del suelo de 2 seg.

De acuerdo con Bazán, E. y Meli, R. (2008, p.149), es recomendable procurar:

$$0.7 \leq T_E/T_S \leq 1.2$$

En dónde:

$T_E$ =Período dominante del suelo

$T_S$ =Período fundamental de vibración de la estructura

Finalmente,  $T_E/T_S = 0.82$ . Por lo tanto, la estructura no tendrá problemas de resonancia y en consecuencia no se amplificarán en magnitud considerable las excitaciones debidas a las fuerzas laterales por sismo (Bazán, E. y Meli, R., 2008, p.149).

Dónde PP+CM+CVa+Sx es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a "x":

PP: peso propio  
 CM: carga muerta  
 CVa: carga viva instantánea  
 Sx: sismo en dirección a "x"

**En dirección "x": Azotea**

Nodo: 1

$$\begin{aligned} \gamma \text{ permisible} &= 0.012 \\ \gamma_x &= 0.00326 \\ Q &= 2 \\ Q(\gamma_x) &= 0.00651 \quad \text{Pasa por Distorsión} \end{aligned}$$

**En dirección "x": Entrepiso 2**

Nodo: 1

$$\begin{aligned} \gamma \text{ permisible} &= 0.012 \\ \gamma_x &= 0.00365 \\ Q &= 2 \\ Q(\gamma_x) &= 0.00731 \quad \text{Pasa por Distorsión} \end{aligned}$$

**En dirección "x": Entrepiso 1**

Nodo: 3

$$\begin{aligned} \gamma \text{ permisible} &= 0.012 \\ \gamma_x &= 0.0026 \\ Q &= 2 \\ Q(\gamma_x) &= 0.00516 \quad \text{Pasa por Distorsión} \end{aligned}$$

### 3.8.2 Diseño estructural

a) Diseño de Columna de entrepiso 1 (columna C2)

#### Flexocompresión

Efectos de Esbeltez

Cálculo del Factor de Amplificación de Momentos considerando a las columnas con extremos no restringidos.

De acuerdo al programa especializado para el análisis de edificios, los elementos mecánicos en los extremos de la columna son los siguientes:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

Dónde:

$M_{1,2}$ : momentos flexionantes de diseño en cada uno de los extremos de la columna

$M_{1b}$  y  $M_{2b}$ : momentos flexionantes en los extremos de la columna, producidos por las cargas que no causan desplazamiento lateral apreciable calculados con un análisis elástico de primer orden, multiplicados por el factor de carga

$M_{1s}$  y  $M_{2s}$ : momentos flexionantes en los extremos de la columna, producidos por las cargas que causan desplazamiento lateral apreciable calculados con un análisis elástico de primer orden, multiplicados por el factor de carga

(RCDF GDF, 2004, P. 102)

$M_{1b} =$	<b>0.050</b>	Ton-m
$M_{2b} =$	<b>0.020</b>	Ton-m
$M_{1s} =$	<b>38.130</b>	Ton-m
$M_{2s} =$	<b>7.720</b>	Ton-m

Cálculo del factor de amplificación:

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1$$

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta}{h V}$$

Dónde:

P= carga axial nominal

$W_u$ = carga axial de diseño

$Q$ = factor de comportamiento sísmico

$\Delta$  = desplazamiento de entrepiso

$E_c$ = módulo de elasticidad del concreto

$I$ = momento de inercia de la sección

$V$ = fuerza cortante nominal

$F_{as}$ = factor de amplificación de momentos en miembros con extremos no restringidos lateralmente

(RCDF GDF, 2004)

$P = 100.06$  Ton  
 $W_u = F_c \times P = 110.07$  Ton  
 $Q = 2$   
 $\Delta = 0.77$  cm     $(\Delta/H)Q = 0.00515 < 0.012$  **Cumple**

$E_c = 221359$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $I = 125052$  cm<sup>4</sup>  
 $V = 19.100$  Ton  
 $\lambda = 0.030$   
 $F_{as} = 1.031 > 1.00$  **Cumple**

**Finalmente los momentos mecánicos de diseño son:**

$P_u = 110.07$  ton  
 $M_u = 43.22$  ton-m

Dimensiones y armado propuesto de la columna:

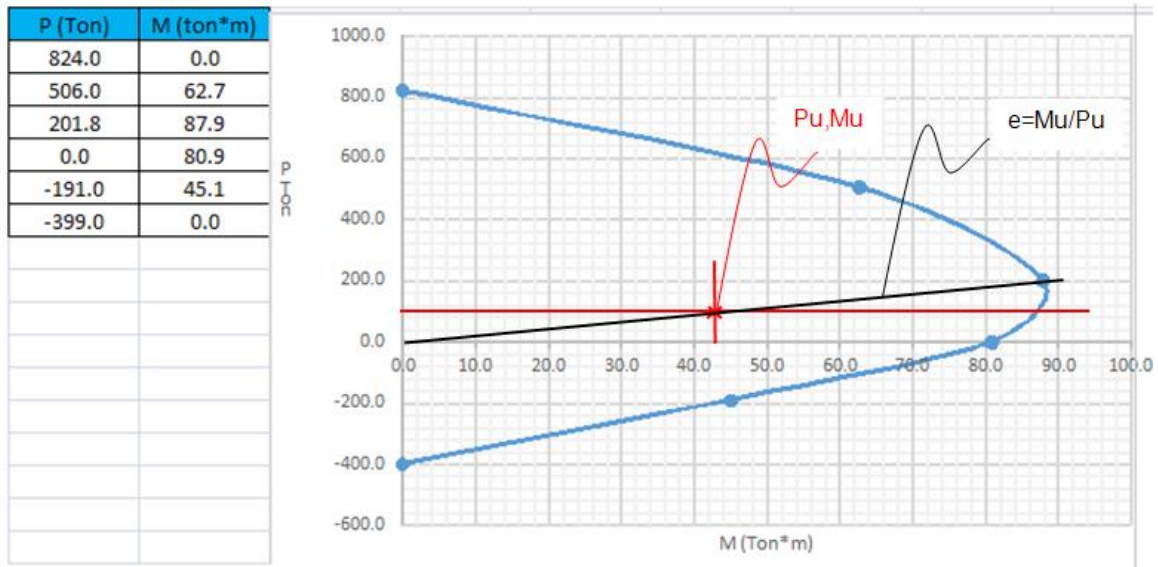
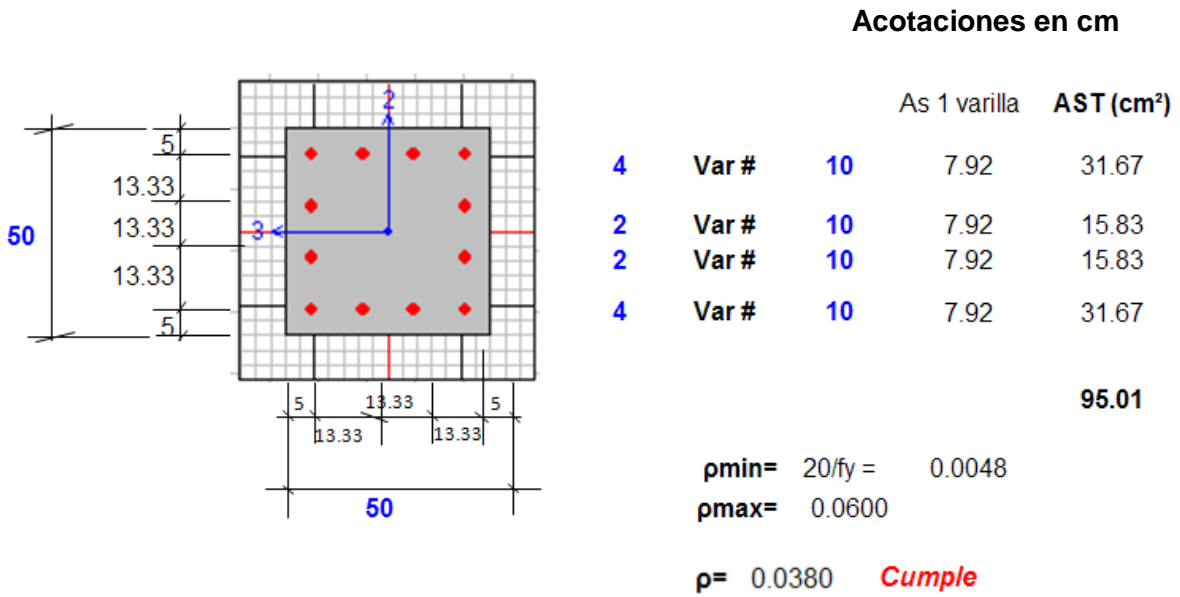


Fig. 22 Diagrama de interacción de columna

Debido a que el punto de la carga y el momento actuante ( $P_u$ ,  $M_u$ ), se encuentran entre el punto de falla balanceada y de flexión pura, el factor de reducción se calcula con base en la siguiente figura:

$$FR = \phi = 0.80$$

Si  $e = Mu/Pu = 0.39$  Entonces del diagrama:  $Pn = 200.00$  Ton  
 $Mn = 88.00$  Ton-m

Por lo tanto:

$\phi Pn = 160$	Ton	>	$Pu = 110.07$	ton	<b>Cumple</b>
$\phi Mn = 70.40$	Ton-m	>	$Mu = 43.22$	ton-m	<b>Cumple</b>

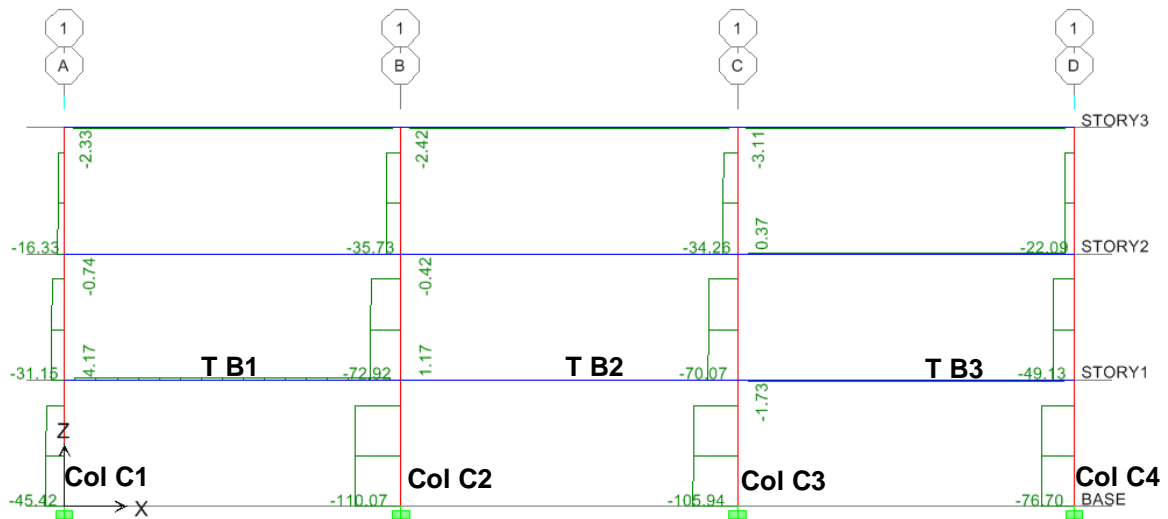
De acuerdo con el diseño, la sección de la columna es adecuada para soportar las cargas actuantes.

### Flexión

De acuerdo al punto 6.2.5 de las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF GDF, 2004), se debe cumplir la siguiente condición:

“Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser al menos iguales a la resistencia a flexión de las vigas” (RCDF GDF, 2004, P. 139).

De acuerdo al diagrama de carga axial por cargas laterales obtenido mediante el programa especializado para el análisis de edificios en las columnas del entrepiso 1, se puede observar que la más demandada es el elemento Col C2.



Unidades: Ton

Fig. 23 Diagrama de carga axial (combinación de carga: 1.1(PP+CM+CVa+Sx))

Dónde 1.1(PP+CM+CVa+Sx) es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a "x":

PP: peso propio  
 CM: carga muerta  
 CVa: carga viva instantánea  
 Sx: sismo en dirección a "x"

Resistencia a Flexión de Columnas bajo cargas de servicio:

$P_u(\text{piso1}) = 110.07$  ton  
 $P_u(\text{piso2}) = 108.48$  ton

Del Diagrama de Interacción obtenemos:

$M_n(\text{piso1}) = 87.00$  ton-m  
 $M_n(\text{piso2}) = 85.00$  ton-m  
 $\Sigma M_n = 172.00$  ton-m  
 $\Phi M_n = MR = 137.60$  ton-m

Resistencia a Flexión de Trabes bajo cargas de servicio:

$\Sigma M_{R\text{trab}} = M_u(-) + M_u(+) = 41.50 + 19.85 = 61.35$  ton-m  
 $\Sigma M_{R\text{col}} / \Sigma M_{R\text{trab}} = 2.24$  **Cumple**

## Cortante

Obtención del Cortante de Diseño

Datos:

$H = 3.00$  m  
 $b = 50$  cm  
 $h = 50$  cm  
 $f'c = 250$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $f^*c = 200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $f''c = 170$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $FR = 0.80$   
 $A_s = 95.01$  cm<sup>2</sup>

$V_u = 21.01$  Ton

$P_u(\text{piso1}) = 110.07$  Ton

De acuerdo al punto 2.5.1.3 (miembros sujetos a flexión y carga axial) de las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF GDF, 2004), se debe cumplir la siguiente condición:

Flexocompresión

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

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

La fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{CR}$ :

Si  $\rho < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{ec. 2.19 (RCDF GDF, 2004)}$$

Si  $\rho \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{ec. 2.20 (RCDF GDF, 2004)}$$

se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por:

$$1 + 0.007 P_u / A_g$$

Entonces:

$$F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) = 432.02 \text{ Ton} > 110.07 \text{ Ton}$$

Finalmente:

$$1 + 0.007 P_u / A_g = 1.00$$

$$\rho = 0.02111$$

$$V_{cR} = 0.5F_R b d \sqrt{f'_c} = 12.73 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 12.73 \text{ Ton}$$

$$V_u > V_{CR} \text{ Se requieren estribos}$$

Cálculo de estribos

Diferencia de cortantes

$$V' = 8.28 \text{ Ton}$$

Empleando fórmula

$$V' = F_r A_v f_y / s$$

$$A_v = 2.13 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = 30.0 \text{ cm}$$

$$V' = 10.74 \text{ ton} > 8.28 \text{ ton} \text{ **Cumple**}$$

**Se usarán estribos del #3 @ 30**

Requisitos adicionales del refuerzo transversal

Separación máxima de estribos

$$d_b = 3.18 \text{ cm} \text{ Diámetro de la barra más delgada del paquete}$$



$$850 / \sqrt{f_y} \cdot d_b = 41.64 \text{ cm}$$

Estribos No. **3**

$$48 \text{ diámetros de la barra del estribo} = 45.72 \text{ cm}$$

$$\text{La mitad de la menor dimensión de la columna} = 25 \text{ cm}$$

**Se usarán estribos del # 3 @ 25.0 cm < 30.0 cm**

**Por lo tanto usar separación por Requisitos Adicionales**

Datos:

Hlibre de columna = **240** cm

Los estribos se deberán cerrar a la mitad en la zona de conexión viga columna, en una longitud no menor que:

50.00 cm (Dimensión transversal máxima de la columna)

$$\frac{\text{Hlibre}}{6} = \frac{240}{6} = 40.00 \text{ cm}$$

60.00 cm

Por lo tanto la longitud será de = **60** cm

b) Diseño de trabes de entrepiso 1 (trabe B1)

Datos:

Ancho de la Sección (b) = **30.0** cm  
 Peralte total (h) = **60.0** cm  
 Recubrimiento (r) = **4.00** cm  
 Peralte efectivo (d) = **56.00** cm  
 Longitud de la trabe (L) = **800.0** cm

Constantes:

f'c = **250** kg / cm<sup>2</sup>  
 f\*c = **200** kg / cm<sup>2</sup>  
 f" c = **170** kg / cm<sup>2</sup>

$f_y = 4200$  kg / cm<sup>2</sup>  
 $FR = 0.90$  (Flexion)  
 $FR = 0.80$  (Cortante)

**Flexión**

Tabla 37 Cuantías de acero mínima y máxima

$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} =$	0.00264	As min =	4.43	cm2
$\rho_{max} = \frac{f'c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y+6000} =$	0.01518	=	1.5%	
			$\beta_1 =$	0.850

Tabla 38 Obtención del acero negativo longitudinal

<b>Mu(+)=</b>	<b>31.97</b>	<b>Ton-m</b>			
Acero propuesto				As 1 varilla	
					cm <sup>2</sup>
	As2=	<b>3</b>	<b>Var #</b>	<b>8</b>	5.07
	As1=	<b>3</b>	<b>Var #</b>	<b>6</b>	2.85
				As Total =	23.75
Cuantía de acero					
$\rho = \frac{As}{bd} =$	0.01414	=	1.4%	<b>Cumple</b>	
$q = \rho \frac{f_y}{f'c} =$	0.34929				
$M_R = F_R b d^2 q (1 - 0.5q) f'c =$			41.50	Ton-m	
Mu / MR =			0.77	O.K.	

## Continuación Flexión

Tabla 39 Obtención del acero positivo longitudinal

<b>Mu(+)=</b>	<b>17.41</b>	<b>Ton-m</b>			
Acero propuesto					As 1 varilla
					cm <sup>2</sup>
	As2=	<b>2</b>	<b>Var #</b>	<b>8</b>	5.07
	As1=	<b>0</b>	<b>Var #</b>	<b>0</b>	0.00
					As Total = 10.13
Cuantía de acero					
$\rho = \frac{As}{bd} =$		0.00603	=	0.6%	<b>Cumple</b>
$q = \rho \frac{fy}{f''c} =$		0.14903			
$M_R = F_R bd^2 q(1 - 0.5q) f''c =$			19.85	Ton-m	
Mu / MR =			0.88	O.K.	

## Cortante

Tabla 40 Obtención del refuerzo transversal

<b>Vu=</b>	<b>12.83</b>	<b>Ton</b>			
$\rho =$	0.01414				
$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f''c} =$					Ton
Vcr	>	Vu	Se requieren estribos		
Cálculo de estribos					
Diferencia de cortantes					
V'=	3.65	Ton			
Av=	<b>1.42</b>	cm <sup>2</sup>			
s=	<b>20</b>	cm			
V'= Fr Avfyd/s =	13.36	Ton	>	3.65	ton
					<b>Cumple</b>
<b>Se usarán estribos del #3 @ 20</b>					
Requisitos adicionales del refuerzo transversal:					
Primer estribo a:	<b>5</b>	cm	del apoyo		
Separación Mínima =	<b>6</b>	cm			
Separación Máxima = d/2	28	cm			
sep =	20	<	28.00	cm	
					<b>Cumple</b>

### 3.8.3 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) con el procedimiento de evaluación de primer nivel en la base del marco

#### Cálculo del índice de capacidad existente $E_o$ :

De la tabla 1 (Índice de ductilidad F):

Para columnas donde:  $\frac{h_o}{D} \geq 2$  ,  $F = 1.0$

Datos:

$n$	=	<b>3</b>		
$i$	=	<b>1</b>		
$C_w$	=	<b>0</b>		
$h_o$	=	<b>255</b>	cm (altura libre de columna)	
$H$	=	<b>50</b>	cm	
$B$	=	<b>50</b>	cm	Sección de columna
$D$	=	<b>50</b>	cm	
# de columnas	=	<b>4</b>		
$A_c$	=	<b>10000</b>	cm <sup>2</sup>	Área total de columnas
$\frac{h_o}{D}$	=	$\frac{255}{50}$	=	5.10
$\tau_c$	=	<b>10</b>	kg/cm <sup>2</sup>	
$W$	=	<b>1300</b>	kg/m <sup>2</sup>	
$F_c$	=	<b>250</b>	kg/cm <sup>2</sup>	

Tabla 41 Cálculo de  $E_o$

Nivel	Sistema de piso:	$\Sigma A_f$	$a_c$	$C_c$	$\alpha_1$	$F_w$
	Losa maciza de concreto	(m <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )			
	Área (m <sup>2</sup> )					
Azotea	<b>156</b>	312	32.05	0.308	<b>1</b>	<b>1</b>
Entrepiso	<b>156</b>	<b><math>E_o =</math></b>	<b>0.308</b>			

Finalmente,  $E_o = 0.308$

**Cálculo del índice de configuración estructural  $S_D$ :**

De la tabla 3 (Lista de la clasificación de conceptos y valores de G y R):

a) Configuración en planta

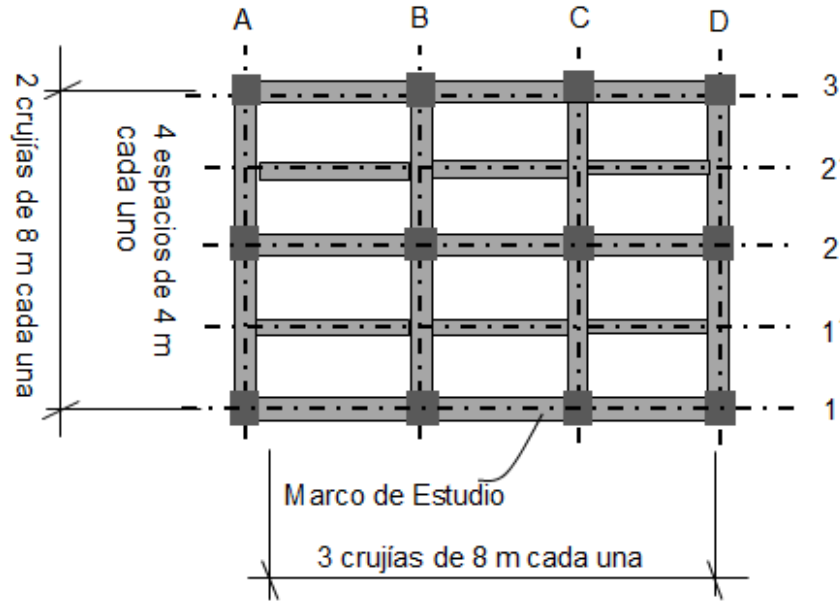


Fig. 24 Planta del edificio

Del concepto de Regularidad:

$$G_a = 1.00$$

$$R_{1a} = 1.00$$

Entonces,  $q_{1a} = 1.00$

Del concepto de Relación de aspecto:

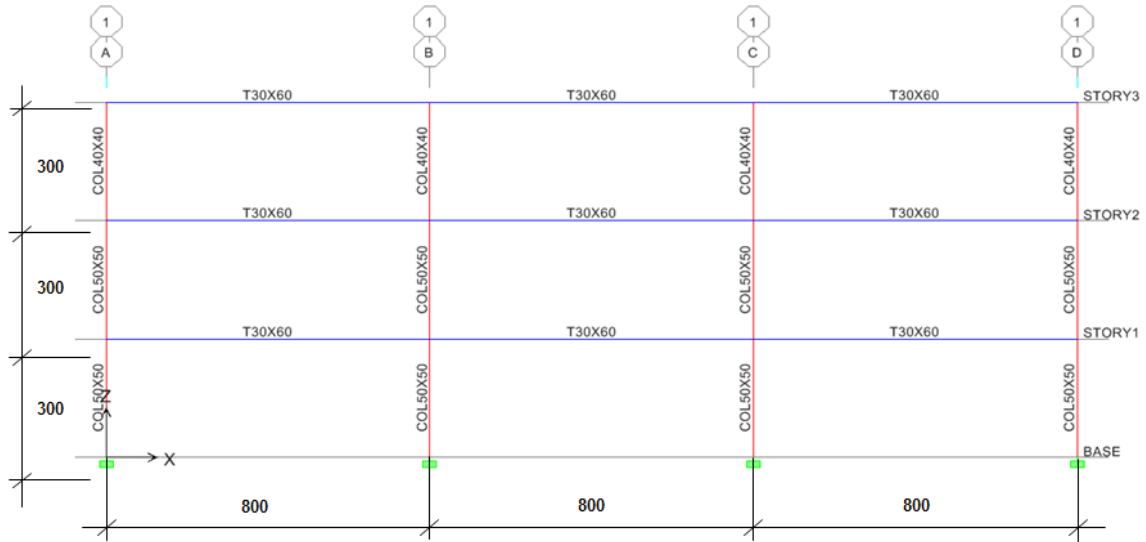
$$b = 24 \text{ m}$$

$$G_b = 0.80$$

$$R_{1b} = 0.50$$

Entonces,  $q_{1b} = 0.90$

## b) Configuración en elevación



**acotaciones en cm**

Fig. 25 Elevación del marco

Del concepto de Uniformidad de altura de entrepiso:

$$G_i = 1.00$$

$$R_{1i} = 0.50$$

Entonces,  $q_{1i} = 1.00$

Del concepto de Existencia de piso suave:

$$G_j = 1.00$$

$$R_{1j} = 0.50$$

Entonces,  $q_{1j} = 1.00$

Finalmente,  $SD_1 = 0.9$

### Cálculo del índice de edad $T$ :

De la tabla 4 (Valores para cálculo del índice de edad,  $T$ ):

Debido a que el marco de concreto reforzado forma parte de un edificio cuya edad es menor de 20 años y no presenta daño:

Finalmente,  $T = 1.0$

Por lo tanto, el índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_S$ ) calculado con el procedimiento de primer nivel en la base del marco de 3 niveles, es el siguiente:

$$E_0 = 0.308$$

$$S_D = 0.9$$

$$T = 1.0$$

$$I_S = E_0 S_D T = 0.28$$

### 3.8.4 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_S$ ) con el procedimiento de evaluación de segundo nivel en la base del marco

De acuerdo al programa especializado, la fuerza axial N (kg) por sismo en las columnas de la base del marco de concreto fueron las siguientes:

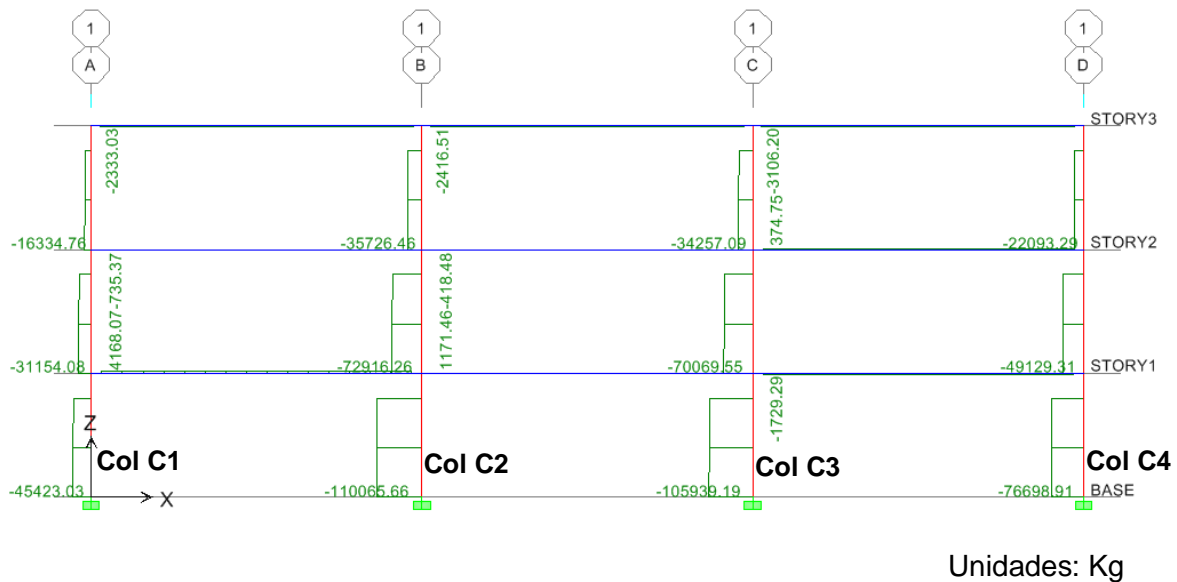


Fig. 26 Diagrama de carga axial (combinación de carga: 1.1(PP+CM+CVa+Sx))

Dónde 1.1 (PP+CM+CVa+Sx) es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a "x":

- PP: peso propio
- CM: carga muerta
- CVa: carga viva instantánea
- Sx: sismo en dirección a "x"

Capacidad última de flexión de columnas  $M_u$ :

Todas las columnas en la base tienen la misma sección transversal y el mismo acero de refuerzo longitudinal.

Datos:  $a_t$  : 6 vars del #10 = **47.50** cm<sup>2</sup>  
 ag : **95.01** cm<sup>2</sup>  
 b : **50** cm  
 D : **50** cm  
 $\sigma_y$  : **4200** (kg/cm<sup>2</sup>)  
 Fc : **250** (kg/cm<sup>2</sup>)

Cálculos:  
 Nmáx: 1024042 kg  
 Nmín: -399042 kg

A continuación se presenta sólo el procedimiento de cálculo de la columna más demandada, elemento Col C2. Al final, se presenta una tabla resumen con los resultados de los demás elementos, cuyo procedimiento es exactamente el mismo.

**Columna C2**

Ninf: **110066** kg  
 Nsup: **108482** kg  
 $\sigma_o$  : 44.03 kg/cm<sup>2</sup> < 80 kg/cm<sup>2</sup>  
**La sección es adecuada**

1024042 > 110066 < 250000  
**No aplica ec. 16a**

250000 > 110066 > 0  
**Aplica ec. 16b**

Finalmente,

$$M_{uinf} = \left( 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

7980000 + 2751650 x 0.824 =

10247069.03 kg-cm

$$M_{usup} = \left( 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

7980000 + 2712050 x 0.826 =

10221316.23 kg-cm





De acuerdo a la tabla 8 y al inciso B de la sección 3.1.2 y sabiendo el mecanismo de falla del elemento, el índice de ductilidad es el siguiente:

$$\mu_o = 10 \left( \frac{cQ_{su}}{cQ_{Mu}} \right) - 1 = 27.41$$

$$K_1 = 2.00$$

$$cT_{Mu} = cQ_{Mu}/(bj) = 42.64$$

$$K_2 = 30 \left[ \frac{cT_{Mu}}{F_c} - 0.1 \right] \geq 0 \quad 2.12 > 0 \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto,  $K_2 = 2.12$

$$\mu = \mu_o - K_1 - K_2 = 23.29$$

De acuerdo al inciso B de la sección 3.1.2 para el Cálculo de la ductilidad última por flexión de columnas  $\mu$ , cuando se obtienen valores de ductilidad muy grandes, el valor máximo de  $\mu$  será igual a 3.2.

Por lo tanto,  $\mu = 3.2$

$$\phi: 1/0.75(1 + 0.05\mu) = 1.55$$

$$F = \phi\sqrt{2\mu - 1} = 3.59$$

Agrupamiento de los elementos verticales:

Las 4 columnas pertenecerán a un solo grupo, ya que el valor del índice de ductiliadad F es de: 3.2.

Sin embargo, debido a que la cuantía de acero longitudinal de las columnas es mayor a 1% (3.8%), es suficiente para poder asignarle a F un valor de 1.0. (ver Cálculo del Índice de ductilidad F del Procedimiento de Evaluación del Segundo Nivel, después del inciso A).

**Cálculo del índice de capacidad existente  $E_o$ :**

Tabla 42 Tabla resumen

Capacidad a cortante de las columnas				
Elemento	$cQ_{Mu}$	$cQ_{Su}$	$cQ_U$	Índice $F$
	Ton	Ton	Ton	
C1	75.13	237.11	75.13	3.59
C2	85.28	242.28	85.28	3.59
C3	84.72	241.95	84.72	3.59
C4	80.39	239.61	80.39	3.59

Elemento	$\rho$ (%)	Índice $F_{1\_final}$	$\Sigma W$	$C_1$
C1	3.8	1	307.15	1.06
C2				
C3				
C4				

Elemento	$E_1=C_1F_{1\_final}$		$E_0$
C1	1.06	$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2}$	1.06
C2			
C3			
C4			

### Cálculo del índice de configuración estructural $S_D$ :

De la tabla 2 (Lista de la clasificación de conceptos y valores de G y R):

a) Configuración en planta

Del concepto de Regularidad:

$$\begin{aligned} G_a &= 1.00 \\ R_{2a} &= 0.50 \\ \text{Entonces, } q_{2a} &= 1.00 \end{aligned}$$

Del concepto de Relación de aspecto:

$$\begin{aligned} b &= 24 \quad \text{m} \\ G_b &= 0.80 \\ R_{2b} &= 0.25 \\ \text{Entonces, } q_{2b} &= 0.95 \end{aligned}$$

b) Configuración en elevación

Del concepto de Uniformidad de altura de entrepiso:

$$\begin{aligned} G_i &= 1.00 \\ R_{2i} &= 0.25 \\ \text{Entonces, } q_{2i} &= 1.00 \end{aligned}$$

Del concepto de Existencia de piso suave:

$$\begin{array}{l} G_j = 1.00 \\ R_{2j} = 0.25 \\ \text{Entonces, } q_{2j} = 1.00 \end{array}$$

Del concepto de Rigidez en planta (PR):

$$\begin{array}{l} G_i = 1.00 \\ R_{2i} = 1.00 \\ \text{Entonces, } q_{2i} = 1.00 \end{array}$$

Del concepto de Rigidez en elevación (SR):

$$\begin{array}{l} G_n = 1.00 \\ R_{2n} = 1.00 \\ \text{Entonces, } q_{2n} = 1.00 \end{array}$$

Finalmente,  $SD_2=0.95$

### Cálculo del índice de edad $T$ :

Debido a que el marco de concreto reforzado forma parte de un edificio cuya edad es menor de 20 años, no presenta daños considerables por deformación, agrietamiento estructural, deterioro y envejecimiento, sin embargo se consideró necesario realizar una inspección visual.

De la tabla 10, se obtienen los totales de los factores de reducción (son la suma de los subtotales que son los encerrados en un círculo rojo), mismos que son los siguientes:

$$\begin{array}{rcccccc} P1: & 0.002 & + & 0.005 & + & 0.015 & = & 0.022 \\ P2: & 0.002 & + & 0.005 & + & 0.015 & = & 0.022 \end{array}$$

Y con ellos, se obtiene el índice de edad:

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \dots \dots T_N) / N$$

$$T_N = (1 - p_1)(1 - p_2)$$

$$\begin{array}{l} T_1 = 0.96 \\ T = 0.96 \end{array}$$

Tabla 10 Valores de los factores de reducción para la inspección de segundo nivel: evaluación de segundo nivel

Elemento	Rango	Concepto					
		Agrietamiento y deformación estructural			Deterioro y envejecimiento		
		Nivel					
		a	b	c	a	b	c
		1. Agrietamiento relacionado con asentamiento diferencial 2. Agrietamientos diagonales o por cortante en traves, muros y columnas, fácilmente identificables a simple vista	1. Problemas en elementos secundarios por deformación en losas y traves 2. Agrietamientos diagonales y por cortante en traves, muros y columnas, no fácilmente identificables a simple vista 3. Agrietamientos verticales y por flexión en traves y columnas, fácilmente	1. Agrietamiento estructural menor, no contemplado en los incisos a y b 2. Deformación de losa y traves, no contemplada en los incisos a y b	1. Agrietamiento y expansión del concreto producto de oxidación en el acero de refuerzo 2. Intemperismo del concreto 3. Descomposición del concreto por fuego 4. Deterioro del concreto por productos químicos	1. Aparición de oxidación en acero de refuerzo por agua de lluvia y drenaje 2. Descomposición o imperfecciones del recubrimiento de concreto 3. Desprendimiento y caída notable del material de acabado	1. Deterioro del concreto por fenómenos de intemperismo debidos al agua de lluvia, drenaje, así como a la influencia de productos químicos 2. Intemperismo, desprendimiento y caída menor en materiales de acabados
I Sistema de piso (incluyendo vigas secundarias)	i) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	ii) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	iii) menos de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
II Traves	i) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.05	0.001	0.004	0.05	0.015	0.004
	ii) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	iii) menos de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
III Muros y columnas	i) más de 1/3 de todos los elementos	0.15	0.045	0.011	0.15	0.046	0.011
	ii) más de 1/3 de todos los elementos	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	iii) menos de 1/3 de todos los elementos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
Valor de los factores de reducción	Subtotales						
	Totales						

Finalmente, el índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) calculado con el procedimiento de segundo nivel, a nivel de la base del marco, es el siguiente:

$$E_0 = 1.06$$

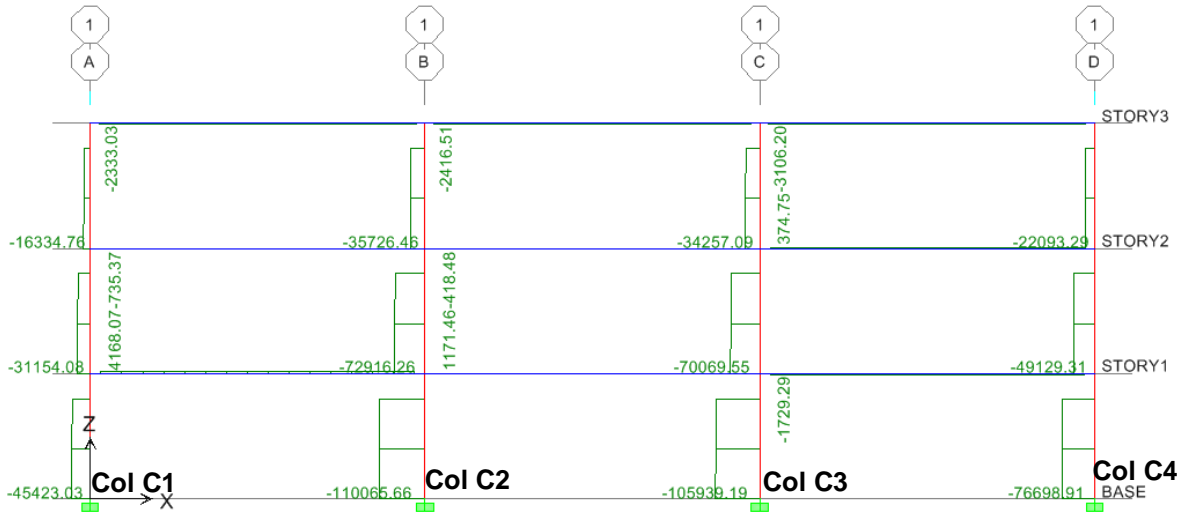
$$S_D = 0.95$$

$$T = 0.96$$

$$I_s = E_0 S_D T = 0.97$$

### 3.8.5 Cálculo del índice de comportamiento sísmico estructural (Is) con el procedimiento de evaluación de tercer nivel en la base del marco

De acuerdo al programa especializado, la fuerza axial (N (kg)) por sismo en las columnas de la base del marco de concreto fueron las siguientes:



Unidades: Kg

Fig. 27 Diagrama de carga axial (combinación de carga: 1.1(PP+CM+CVa+Sx))

Dónde 1.1 (PP+CM+CVa+Sx) es la combinación de carga crítica por efecto del sismo en dirección a "x":

- PP: peso propio
- CM: carga muerta
- CVa: carga viva instantánea
- Sx: sismo en dirección a "x"

Capacidad última de flexión de columnas  $M_u$ :

Todas las columnas en la base tienen la misma sección transversal y el mismo acero de refuerzo longitudinal.

Datos:	$a_r$	:	6 vars del #10 =	<b>47.50</b>	cm <sup>2</sup>
	ag:	:	<b>95.01</b>	cm <sup>2</sup>	
	b:	:	<b>50</b>	cm	
	D:	:	<b>50</b>	cm	
	$\sigma_y$ :	:	<b>4200</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )	
	Fc:	:	<b>250</b>	(kg/cm <sup>2</sup> )	

Cálculos:

Nmáx: 1024042 kg  
 Nmín: -399042 kg

A continuación se presenta sólo el procedimiento de cálculo de la columna más demandada, elemento Col C2. Al final, se presenta una tabla resumen con los resultados de los demás elementos, cuyo procedimiento es exactamente el mismo.

**Columna C2**

Ninf: **110066** kg  
 Nsup: **108482** kg  
 $\sigma_o$ : 44.03 kg/cm<sup>2</sup> < 80 kg/cm<sup>2</sup>  
**La sección es adecuada**

1024042 > 110066 < 250000  
**No aplica ec. 16a**

250000 > 110066 > 0  
**Aplica ec. 16b**

Finalmente,

$$M_{uinf} = \left( 0.8a_z\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

7980000 + 2751650 x 0.824 =

10247069.03 kg-cm

$$M_{usup} = \left( 0.8a_z\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right) =$$

7980000 + 2712050 x 0.826 =

10221316.23 kg-cm

Finalmente,

$$Q_u = \left[ \frac{0.53pt^{0.23}(180 + F_c)}{\frac{M}{(Qd)} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{w,s}\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right] b.j$$

$$Q_u = \left\{ 111.18 \quad + \quad 5.56 \quad + \quad 4.40 \right\} 2000 = 242279.25 \text{ kg}$$

Determinación del mecanismo de falla

$$cQ_{MU} = \frac{(cM_u)_{sup} + (cM_u)_{inf}}{h_0} = 85284.939 \text{ kg} = 85.28 \text{ Ton}$$

$$cQ_{SU} = 242279.25 \text{ kg} \quad 242.28 \text{ Ton}$$

$$85.28 < 242.28 \quad \text{Columna a Flexión}$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de la columna

$$cQU = cQMU = \mathbf{85.28 \text{ Ton}}$$

Tabla 43 Tabla resumen

Capacidad a cortante de las columnas				
Elemento	cQMU	cQSU	cQU	Índice F
	Ton	Ton	Ton	
C1	75.13	237.11	75.13	3.59
C2	85.28	242.28	85.28	3.59
C3	84.72	241.95	84.72	3.59
C4	80.39	239.61	80.39	3.59

Elemento	ρ (%)	Índice F <sub>1_final</sub>
C1	3.8	1
C2		
C3		
C4		

Capacidad última de flexión de trabes:

Todas las trabes del entrepiso 1, tienen el mismo armado de acero longitudinal y transversal:



Astrabe (-) = 23.75 cm<sup>2</sup> (área total de acero de refuerzo longitudinal a tensión)

Para considerar la contribución del acero de refuerzo a tensión de la losa, se determinará el ancho de patín efectivo para una viga "T" :

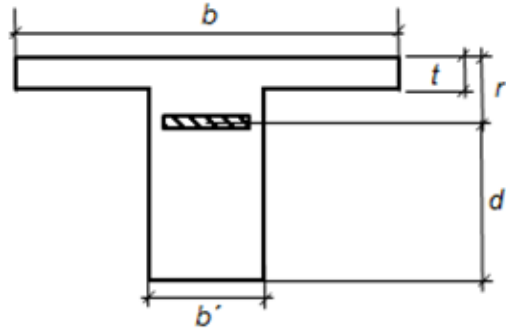


Fig. 28 Viga "T" (contribución del acero a tensión de la losa)

l =	<b>800</b>	cm	Ancho efectivo b, el menor de :		
t =	<b>15</b>	cm			
b' =	<b>30</b>	cm	16t+b' =	270	cm
htrabe =	<b>60</b>	cm	l/4 =	200	cm
htotal =	60	cm	c.a.c. =	<b>800</b>	cm
rec =	<b>10.80</b>	cm			
d' =	49	cm	Por lo tanto <b>b =</b>	<b>200</b>	<b>cm</b>

No. De varillas del # 3 @ 20 en	200	cm =	11.00
As varilla del # 3 =	<b>0.71</b>	cm <sup>2</sup>	
Aslosa (-) =	7.81	cm <sup>2</sup>	

**at = Astot (-) = Astrabe(-) + Aslosa (-) = 31.56 cm<sup>2</sup>**

Por lo tanto,  $M_u = 0.9a_t\sigma_y d = 5869402.6 \text{ kg-cm} = 58.69 \text{ Ton-m}$

Capacidad última a cortante de traves

Datos:	pt :	<b>1.414</b>	%
	pw :	cuantía de acero de refuerzo transversal cuando pw>=0.012, se hará pw=0.012	
	f'c =	<b>250</b>	kg / cm <sup>2</sup>
	f*c =	<b>200</b>	kg / cm <sup>2</sup>

ec. 2.22 de las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

$$\rho_{min} = \left( \frac{0.30\sqrt{f_c'}}{f_y} \right) = 0.00101$$

Por lo tanto,

<b>pw:</b>	0.00101	<	0.012	<b>Cumple</b>
$s\sigma_{wy}$	<b>4200</b>		kg/cm <sup>2</sup>	
N:	<b>0</b>		kg	
$\sigma_o$ :	0.00	<	80	kg/cm <sup>2</sup>
				<b>Cumple</b>

H:	<b>60</b>	cm
Hlosa:	<b>15</b>	cm

(considerando la contribución del peralte de la losa en la capacidad a cortante de la trabe)

Htotal:	60	cm
---------	----	----

d:	56.00	cm
b:	<b>30</b>	cm
ho:	<b>750</b>	cm
M/Q:	375	
M/Qd:	6.70	cm
j:	48	cm

$$\text{Finalmente, } Q_u = \left[ \frac{0.53pt^{0.23}(180 + F_c)}{\frac{M}{(Qd)} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w s \sigma_{wy} + 0.1\sigma_o} \right] b \cdot j$$

$$Q_u = \left\{ \begin{array}{l} 36.98 \\ 61253 \text{ kg} \\ 61.253 \text{ Ton} \end{array} + \begin{array}{l} 5.56 \\ 61.25 \text{ Ton} \end{array} + \begin{array}{l} 0.00 \\ 0.00 \end{array} \right\} 1440$$

Determinación del mecanismo de falla

$$cQ_{MV} = \frac{(cM_u)_{izq} + (cM_u)_{der}}{h_o} = 14673.506 \text{ kg} \quad 14.67 \text{ Ton}$$

$$cQ_{SU} = 61253.36 \text{ kg} \quad 61.25 \text{ Ton}$$

$$14.67 < 61.25 \quad \text{Viga débil en Flexión}$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de la viga

$$cQU = cQMU = \quad \mathbf{14.67 \quad Ton}$$

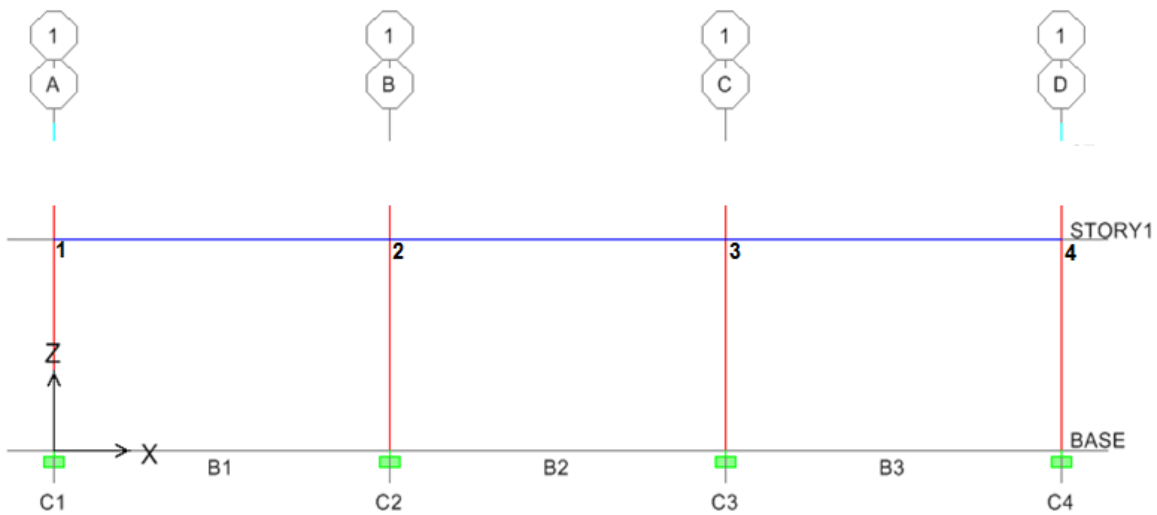
De acuerdo a la tabla 7 y sabiendo el mecanismo de falla del elemento, el índice de ductilidad  $F = 3.0$ .

Cálculo del mecanismo de falla y de la fuerza cortante incidente de capacidad última

Obtención de la suma de momentos nodales en vigas y columnas:

Tabla 44 Momentos nodales en los elementos

Columna	Muinf Ton-m	Musup Ton-m	$\Sigma Mu$ Ton-m	Trabe	Muizq Ton-m	Muder Ton-m	$\Sigma Mu$ Ton-m
C1	90.33	89.99	<b>180.32</b>	B1	58.69	58.69	<b>117.39</b>
C2	102.47	102.21	<b>204.68</b>	B2	58.69	58.69	<b>117.39</b>
C3	101.80	101.53	<b>203.33</b>	B3	58.69	58.69	<b>117.39</b>
C4	96.62	96.32	<b>192.94</b>				



Unidades: Ton-m

Fig. 29 Elevación lateral de las columnas de la base del marco

Para nodo 1:

$$180.32 > 117.39 \text{ Ton-m}$$

**Considerar sólo los momentos de vigas como momentos nodales**

**Momento nodal en columna = 58.69 Ton-m**

Para nodo 2:

$$204.68 > 117.39 \text{ Ton-m}$$

**Considerar sólo los momentos de vigas como momentos nodales**

**Momento nodal en columna = 58.69 Ton-m**

Para nodo 3:

$$203.33 > 117.39 \text{ Ton-m}$$

**Considerar sólo los momentos de vigas como momentos nodales**

**Momento nodal en columna = 58.69 Ton-m**

Para nodo 4:

$$192.94 > 117.39 \text{ Ton-m}$$

**Considerar sólo los momentos de vigas como momentos nodales**

**Momento nodal en columna = 58.69 Ton-m**

Finalmente,

Tabla 45 Momentos nodales resultantes

Nodo	Mu Ton-m
1	<b>58.69</b>
2	<b>58.69</b>
3	<b>58.69</b>
4	<b>58.69</b>

Por lo tanto, el mecanismo de falla de los nodos será el mecanismo de falla de las columnas:

A continuación se presenta sólo el procedimiento de cálculo de la columna más demandada, elemento C2. Al final, se presenta una tabla resumen con los resultados de los demás elementos, cuyo procedimiento es exactamente el mismo.

Capacidad última a flexión del elemento.

Obtención de los mecanismos de falla de columnas: C2

### **Columna C2**

$$M_{uinf} = 58.69 \text{ Ton-m}$$

$$M_{usup} = 58.69 \text{ Ton-m}$$

Capacidad última a cortante de columnas

Finalmente,

$$Q_u = \left[ \frac{0.53pt^{0.23}(180 + F_c)}{\frac{M}{(Qd)} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{w,s}\sigma_{wy} + 0.1\sigma_0} \right] b \cdot j$$

$$Q_u = \left\{ 111.18 + 5.56 + 1.82 \right\} 2000$$

237107.81 kg

Determinación del mecanismo de falla

$$cQ_{MU} = \frac{(cM_u)_{sup} + (cM_u)_{inf}}{h_0} = 48911.69 \text{ kg} = 48.91 \text{ Ton}$$

$$cQ_{SU} = 237107.81 \text{ kg} = 237.11 \text{ Ton}$$

$$48.91 < 237.11 \quad \text{Columna a Flexión!!}$$

Por lo tanto, la capacidad a cortante de la columna

$$cQU = cQMU = 48.91 \text{ Ton}$$

De acuerdo a la tabla 8 y al inciso B de la sección 3.1.2 y sabiendo el mecanismo de falla del elemento, el índice de ductilidad es el siguiente:

$$\mu_o = 10 \left( \frac{cQ_{su}}{cQ_{Mu}} \right) - 1 = 47.48$$

$$K_1 = 2.00$$

$$cT_{MU} = cQ_{MU} / (bj) = 24.46$$

$$K_2 = 30 \left[ \frac{cT_{MU}}{F_c} - 0.1 \right] \geq 0 \quad -0.07 < 0$$

Considerar el valor de cero

Por lo tanto,  $K_2 = 0$

$$\mu = \mu_o - K_1 - K_2 = 45.48$$

De acuerdo al inciso B de la sección 3.1.2 para el Cálculo de la ductilidad última por flexión de columnas  $\mu$ , cuando se obtienen valores de ductilidad muy grandes, el valor máximo de  $\mu$  será igual a 3.2.

Por lo tanto,  $\mu = 3.2$

$$\phi: 1/0.75(1 + 0.05\mu) = 1.55$$

$$F = \phi\sqrt{2\mu - 1} = 3.59$$

Agrupamiento de los elementos verticales:

Las 4 columnas pertenecerán a un solo grupo, ya que el valor del índice de ductilidad F es de: 3.2.

Sin embargo, debido a que la cuantía de acero longitudinal de las columnas es mayor a 1% (3.8%), es suficiente para poder asignarle a F un valor de 1.0. (ver Cálculo del Índice de ductilidad F del Procedimiento de Evaluación del Segundo Nivel, después del inciso A).

**Cálculo del índice de capacidad existente  $E_o$ :**

Tabla 46 Tabla resumen

Capacidad a cortante de las columnas				
Elemento	$cQ_{MU}$	$cQ_{SU}$	$cQ_U$	Índice F
	Ton	Ton	Ton	
C1	48.91	237.11	48.91	3.59
C2	48.91	237.11	48.91	3.59
C3	48.91	237.11	48.91	3.59
C4	48.91	237.11	48.91	3.59

Elemento	$\rho$ (%)	Índice $F_{1\_final}$	$\Sigma W$	$C_1$
C1	3.8	3	307.15	0.64
C2				
C3				
C4				

Elemento	$E_1 = C_1 F_{1\_final}$		$E_o$
C1	1.91	$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2}$	1.91
C2			
C3			
C4			

**Cálculo del índice de configuración estructural  $S_D$ :**

El índice de configuración estructural se obtiene con el mismo procedimiento del segundo nivel.

Por lo tanto  $S_{D2}=S_{D3}$

Finalmente,  $S_{D3}= 0.95$

**Cálculo del índice de edad  $T$ :**

Debido a que le marco de concreto reforzado forma parte de un edificio cuya edad es menor de 20 años, no presenta daños considerables por deformación, agrietamiento estructural, deterioro y envejecimiento, sin embargo se consideró necesario realizar una inspección visual.

De la tabla 10, se obtienen los totales de los factores de reducción (son la suma de los subtotales que son los encerrados en un círculo rojo), mismos que son los siguientes:

$$\begin{array}{rclclclcl}
 P1: & 0.002 & + & 0.005 & + & 0.015 & = & 0.022 \\
 P2: & 0.002 & + & 0.005 & + & 0.015 & = & 0.022
 \end{array}$$

Y con ellos, se obtiene el índice de edad:

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \dots \dots T_N)/N$$

$$T_N = (1 - p_1)(1 - p_2)$$

$$T1= 0.96$$

$$T = 0.96$$

Tabla 10 Valores de los factores de reducción para la inspección de segundo nivel: evaluación de segundo nivel

Elemento	Rango	Concepto					
		A grietamiento y deformación estructural			Deterioro y envejecimiento		
		Nivel			Nivel		
a	b	c	a	b	c		
		1. Agrietamiento relacionado con asentamiento diferencial 2. Agrietamientos diagonales o por cortante en traves, muros y columnas, fácilmente identificables a simple vista	1. Problemas en elementos secundarios por deformación en losas y traves 2. Agrietamientos diagonales y por cortante en traves, muros y columnas, no fácilmente identificables a simple vista 3. Agrietamientos verticales y por flexión en traves y columnas, fácilmente	1. Agrietamiento estructural menor, no contemplado en los incisos a y b 2. Deformación de losa y traves, no contemplada en los incisos a y b 3. Agrietamientos	1. Agrietamiento y expansión del concreto producto de oxidación en el acero de refuerzo 2. Intemperismo del acero 3. Descomposición del concreto por fuego 4. Deterioro del concreto por productos químicos	1. Aparición de oxidación en acero de refuerzo por agua de lluvia y drenaje 2. Descomposición o imperfecciones del recubrimiento de concreto 3. Desprendimiento y caída notable del material de acabado	1. Deterioro del concreto por fenómenos de intemperismo debidos al agua de lluvia, drenaje, así como a la influencia de productos químicos 2. Intemperismo, desprendimiento y caída menor en materiales de acabados
I Sistema de piso (incluyendo vigas secundarias)	i) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	ii) más de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	iii) menos de 1/3 de todo el número de sistemas de piso	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
II Traves	i) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.05	0.001	0.004	0.05	0.015	0.004
	ii) más de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	iii) menos de 1/3 de todos los elementos referidos a una dirección del edificio	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
III Muros y columnas	i) más de 1/3 de todos los elementos	0.15	0.045	0.011	0.15	0.046	0.011
	ii) más de 1/3 de todos los elementos	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	iii) menos de 1/3 de todos los elementos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
Valor de los factores de reducción	Subtotales						
	Totales						

Finalmente, el índice de comportamiento sísmico estructural ( $I_s$ ) calculado con el procedimiento de tercer nivel, a nivel de la base del marco, es el siguiente:

$$E_0 = 1.91$$

$$S_D = 0.95$$

$$T = 0.96$$

$$I_s = E_0 S_D T = \mathbf{1.74}$$

Tabla 47 Índice de Comportamiento Sísmico

Procedimiento	$I_s = E_0 S_D T$
1er Nivel	0.28
2do Nivel	0.96
3er Nivel	1.74

De la tabla anterior, es notable la diferencia del valor del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$  para cada uno de los niveles de procedimiento. Una de las razones que explican el porqué de esta diferencia, radica en que el grado de detalle y exactitud en el cálculo de cada una de las variables involucradas ( $E_0$ ,  $S_D$  y  $T$ ), va aumentando conforme se avanza en el nivel.

De acuerdo con el Ministerio de Construcción del Japón (2001), para el primer nivel sólo se considera a la geometría de los elementos estructurales (columnas y muros), como principal fuente de aporte para la determinación del índice básico de capacidad existente  $E_0$ . Aun así, debido a que la estructura de concreto estudiada sólo cuenta con marcos de concreto reforzado y no tiene muros que puedan proporcionar cierta rigidez ante los desplazamientos laterales generados por las fuerzas sísmicas, el índice  $E_0$  resultante es muy bajo y como consecuencia también el índice  $I_s$ . No obstante de que por configuración estructural y edad, la estructura haya resultado adecuada.

De acuerdo con el Ministerio de Construcción del Japón (2001), para el segundo nivel si se consideran las propiedades geométricas y estructurales de los elementos (columnas y muros), como principal fuente de aporte para la determinación del índice básico de capacidad existente  $E_0$ . Cuando se emplean los requerimientos mínimos de los reglamentos de construcción para el diseño estructural de los elementos que componen a una edificación, nos darán como resultado materiales de buena calidad y cuantías de acero longitudinal y transversal suficientes para garantizar un comportamiento resistente y dúctil de la estructura para poder soportar las fuerzas y deformaciones causadas por las fuerzas laterales por sismo. Por lo tanto, el índice  $E_0$  resultante es más alto y como consecuencia también el índice  $I_s$ . Además de que por configuración estructural y edad, la estructura resultó adecuada.



Finalmente para el tercer nivel y de acuerdo con el Ministerio de Construcción del Japón (2001), se llevan a cabo las mismas consideraciones que en el caso del segundo nivel. La única diferencia es que en este nivel si se considera también la resistencia de las trabes a diferencia del segundo nivel, donde a las mismas se les considera sólo como infinitamente rígidas. Por lo tanto, el índice  $E_o$  resultante es más alto y como consecuencia también el índice  $I_s$ . Además de que por configuración estructural y edad, la estructura resultó adecuada.

## Capítulo 4

### ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

#### 4.1 Esfuerzo cortante promedio a la resistencia máxima

El esfuerzo cortante promedio a la resistencia máxima para cada uno de los modelos determinado mediante la metodología de las normas del Ministerio de Construcción del Japón (2001) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF GDF, 2004), fue el siguiente:

Tabla 48 Resumen de esfuerzo cortante promedio a la resistencia máxima del primer modelo de concreto reforzado de 3 niveles

Ministerio de Construcción del Japón (2001)					NTC (RCDF GDF, 2004)		
Procedimiento	Columna	Propiedades Geométricas		Fuerza Cortante	Esfuerzo Cortante Promedio	$V_u = V_{CR} + V_S$	Esfuerzo Cortante Promedio
		b (cm)	h (cm)	$cQU$ (kg)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	(kg)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1er Nivel	C2	35	35	*	7.00	18090	14.76
2do Nivel	C2	35	35	18690	15.26		
3er Nivel	C2	35	35	16350	13.35		

Tabla 49 Resumen de esfuerzo cortante promedio a la resistencia máxima del segundo modelo de concreto reforzado de 3 niveles

Ministerio de Construcción del Japón (2001)					NTC (RCDF GDF, 2004)		
Procedimiento	Elemento	Propiedades Geométricas		Fuerza Cortante	Esfuerzo Cortante Promedio	$V_u = V_{CR} + V_S$	Esfuerzo Cortante Promedio
		b (cm)	h (cm)	$cQU$ (kg)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	(kg)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1er Nivel	C2	50	50	*	10.00	25610	10.24
2do Nivel	C2	50	50	85280	34.11		
3er Nivel	C2	50	50	48910	19.56		

\*Este nivel de procedimiento de cálculo sólo considera las propiedades geométricas de los elementos estructurales y asigna el valor de  $\tau = 7 \text{ kg/cm}^2$  para relaciones  $h_o/D > 6$ ;

mientras que el valor de  $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$  es para relaciones  $2 < h_o/D < 6$ . (*Ministerio de construcción del Japón, 2001*)

Como se pudo observar en las tablas anteriores, el esfuerzo cortante promedio calculado mediante la metodología de las normas del Ministerio de Construcción del Japón (2001), aumenta conforme se avanza en el nivel de procedimiento debido a la complejidad y exactitud. Para ambos modelos, la capacidad a cortante de las columnas en la base ( $cQu$ ) corresponde al valor cortante mínimo que se presenta en la columna al alcanzar la capacidad última por flexión  $cQMu$ . Es decir, el mecanismo de falla de las columnas en la base del marco es por flexión. Debido a ello, en estos elementos estructurales se presenta antes la fluencia por flexión que la falla por cortante. Por lo que se espera una falla de tipo dúctil, lo que le da al marco mayor capacidad para soportar un mayor rango de deformaciones antes de la falla.

La columna C2 del primer modelo de concreto reforzado de 3 niveles, posee una cuantía de acero longitudinal del orden de 3.31%, por lo cual cumple por reglamento ya que es mayor al 0.476 % de cuantía mínima y menor al 6% de cuantía máxima. La separación del acero de refuerzo transversal también cumple por reglamento y corresponde a la mitad de su menor dimensión (17.5 cm). Así mismo, los estribos se cierran a la mitad de su separación en la zona de conexión viga-columna. Finalmente el elemento C2 del primer modelo, está trabajando al 73.4% de su capacidad a flexocompresión, lo cual se traduce en un diseño adecuado ante esfuerzos actuantes por cargas laterales debidas al sismo.

La columna C2 del segundo modelo de concreto reforzado de 3 niveles, posee una cuantía de acero longitudinal del orden de 3.80%, por lo cual cumple por reglamento ya que es mayor al 0.476 % de cuantía mínima y menor al 6% de cuantía máxima. La separación del acero de refuerzo transversal también cumple por reglamento y corresponde a la mitad de su menor dimensión (25 cm). Así mismo, los estribos se cierran a la mitad de su separación en la zona de conexión viga-columna. Finalmente el elemento C2 del segundo modelo, está trabajando al 72.4% de su capacidad a flexocompresión, lo cual se traduce en un diseño adecuado ante esfuerzos actuantes por cargas laterales debidas al sismo.

Finalmente el aumento del esfuerzo cortante promedio del 1er al 3er nivel de procedimiento de la columna C2 del primer y segundo modelo, se debe principalmente a la capacidad de la pieza de poder soportar las solicitaciones causadas por sismo (flexocompresión y fuerza cortante últimas), mismo que es resultado de un adecuado diseño estructural.

Con las Normas Técnicas Complementarias (RCDF GDF, 2004), para cada una de las columnas C2 pertenecientes a cada uno de los modelos de marcos, se obtienen valores de esfuerzo cortante promedio más bajos en comparación con las normas del Ministerio de Construcción del Japón (2001). Lo anterior, debido a que las normas mexicanas tienden a castigar en mayor medida la resistencia última del concreto, tanto por fuerza

cortante, flexión y flexocompresión. Sin embargo, los resultados de esfuerzo cortante promedio, son bastante razonables y revelan buena capacidad de los elementos verticales de la base del marco, ante las fuerzas laterales debidas al sismo.

Antes de proceder al análisis de los resultados concernientes al tema de vulnerabilidad, es necesario explicar los rangos que definen el grado susceptibilidad al daño en las estructuras de concreto:

A partir de que el coeficiente de diseño sísmico sea 2.1 veces mayor que el índice de comportamiento sísmico estructural, la estructura va a resultar altamente vulnerable ante un evento sísmico. Por el contrario, si el coeficiente de diseño sísmico es 1.5 ó hasta 2 veces mayor que el índice de comportamiento sísmico estructural, la estructura va a resultar medianamente vulnerable ante los efectos de un sismo. Finalmente, si el coeficiente de diseño sísmico es 0.9 ó igual al índice de comportamiento sísmico estructural, la estructura va a tener una baja vulnerabilidad por las fuerzas sísmicas.

$$Q = \frac{C_D}{C_R}$$

Si  $Q > 2$ , Vulnerabilidad Alta

Si  $2 \geq Q > 1$ , Vulnerabilidad Media

Si  $1 \geq Q$ , Vulnerabilidad Baja

En dónde:

$Q$  = Factor de Comportamiento Sísmico

$C_D$  = Coeficiente Sísmico de Diseño

$C_R = I_S$  = Índice de Comportamiento Sísmico Estructural

De acuerdo a los niveles de vulnerabilidad ya mencionados en el párrafo anterior, es necesario explicar el porqué de esta escala:

Se entiende que si la relación entre el coeficiente sísmico de diseño y el índice de comportamiento sísmico, es igual a 1, prácticamente el diseño de la estructura es adecuado y debe cumplir con los requisitos mínimos que marcan las Normas técnicas Complementarias del Distrito Federal del 2004. Si este valor resulta menor a 1, no necesariamente nos habla de una estructura que este demasiado sobrada, y por el contrario entra en el rango requerido de seguridad estructural para su ocupación.

Si la relación entre el coeficiente de diseño y el índice de comportamiento sísmico, es mayor a 2, significa que el índice de comportamiento sísmico es el doble que el coeficiente sísmico de diseño y por lo tanto la estructura es altamente vulnerable a sufrir un colapso ante un evento sísmico. Esta clase de resultados se da en edificaciones muy

viejas y/o aquellas que resultaron dañadas durante los sismos del 85 y cuyo diseño estructural no cumple con las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal del 2004. Por lo que dependiendo de su estado, será necesario un probable reforzamiento o desalojo en el peor de los casos.

Por último, el nivel de vulnerabilidad media, nos habla de edificaciones que deben cumplir con los requisitos mínimos que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 y que por lo tanto no necesariamente sufrirán un colapso ante un evento sísmico. Se puede tratar de edificios que hayan sido reforzados o que en su caso, así resultaron con su diseño estructural original. Dentro de este rango pueden entrar también todos los edificios que resultaron dañados por el sismo del 85 y que hayan sido reforzados.

Del espectro de diseño mostrado en el capítulo 3, la ordenada espectral correspondiente al coeficiente sísmico es la siguiente:

$$a = C_D = 0.45$$

#### 4.2 Niveles de vulnerabilidad del primer modelo de concreto reforzado de 3 niveles

Tabla 50 Niveles de vulnerabilidad

Procedimiento	$C_D$	$CR=I_S$	Q	Vulnerabilidad
1er Nivel	0.45	0.27	1.67	Media
2do Nivel	0.45	0.59	0.76	Baja
3er Nivel	0.45	1.26	0.36	Baja

#### 4.3 Niveles de vulnerabilidad del segundo modelo de concreto reforzado de 3 niveles

Tabla 51 Niveles de vulnerabilidad

Procedimiento	$C_D$	$CR=I_S$	Q	Vulnerabilidad
1er Nivel	0.45	0.28	1.61	Media
2do Nivel	0.45	0.97	0.46	Baja
3er Nivel	0.45	1.74	0.26	Baja

De la tabla anterior, es notable la diferencia del valor del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_S$  y del factor de comportamiento sísmico Q, para cada uno de los niveles de procedimiento. Una de las razones que explican el porqué de esta diferencia, radica en que el grado de detalle y exactitud en el cálculo de cada una de las variables involucradas ( $E_0$ ,  $S_D$  y  $T$ ), va aumentando conforme se avanza en el nivel.

Como bien sabemos, el nivel de vulnerabilidad de una estructura de concreto reforzado, se determina con la siguiente ecuación  $Q = \frac{C_D}{C_R}$ . El valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$  es directamente proporcional al coeficiente sísmico de diseño  $C_D$  e inversamente proporcional al coeficiente requerido, conocido también como índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ . Es decir, a medida que el valor del  $I_s$  disminuye, aumenta el valor de  $Q$  y como consecuencia el nivel de vulnerabilidad. Por lo anterior, resulta relevante el valor de  $I_s$  ya que influye de manera importante en que tan susceptible al daño sea una estructura.

Para obtener un adecuado índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ , es necesario implementar los requerimientos mínimos de los reglamentos de construcción para el diseño estructural de cada uno de los elementos que componen a una edificación. Como son el empleo de materiales de buena calidad, la implementación de una buena configuración estructural en planta y elevación, así como también de una adecuada distribución de rigideces en planta y elevación, el diseño de elementos estructurales con la suficiente cuantía de acero longitudinal y transversal, que en conjunto garanticen un comportamiento resistente y dúctil de la estructura para poder soportar las fuerzas y deformaciones causadas por las fuerzas laterales por sismo.

En las 2 tablas anteriores, la vulnerabilidad media del primer y segundo modelo con el procedimiento de primer nivel de las normas del Ministerio de Construcción del Japón (2001), es el resultado de la evaluación de un marco de concreto reforzado sin la presencia de muros estructurales que restrinjan el desplazamiento lateral debido a las fuerzas sísmicas. Además de que dicho método, no toma en cuenta las propiedades estructurales de los elementos que conforman al marco (como son las columnas). Únicamente considera las propiedades geométricas de los elementos. Dando como resultado valores pequeños del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ .

Finalmente la vulnerabilidad baja en ambos marcos, calculada con el segundo y tercer procedimiento de las normas del Ministerio de construcción del Japón (2001), es el resultado de la influencia de las propiedades geométricas y estructurales de los elementos que los conforman. La resistencia de las columnas, sus mecanismo de fallas y su capacidad de deformación ante las fuerzas sísmicas, además de la influencia de la resistencia y el mecanismo de falla de las trabes, dando como resultado valores más grandes del índice de comportamiento sísmico estructural  $I_s$ .

## **CAPÍTULO 5**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Con base en los resultados obtenidos mediante los diferentes niveles de evaluación, del esfuerzo cortante promedio y del índice de comportamiento sísmico de los dos modelos de concreto reforzado de 3 niveles, se puede observar la notable diferencia entre cada uno de los resultados, debido a las distintas consideraciones que engloban.

Como se ha mencionado anteriormente, es posible conocer mediante una evaluación rápida el grado de vulnerabilidad de edificaciones existentes de concreto reforzado construidos a base de marcos resistentes a momento. Ésta evaluación consiste en determinar el esfuerzo cortante promedio en las columnas de la base de la estructura, resultado de la resistencia máxima del sistema estructural. Esta misma resistencia máxima puede deberse al mecanismo de falla, que puede ser de cortante o flexión, de cada columna que conforma a la estructura.

Los resultados de esfuerzo cortante promedio obtenidos en este trabajo de investigación, revelan resultados razonables desde el punto de vista de la seguridad estructural, independientemente de la metodología empleada (las Normas del Ministerio de Construcción del Japón ó las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal). Como pudo observarse en el anterior capítulo, las normatividad mexicana resulta mucho más estricta que la japonesa, ya que los valores de esfuerzo cortante son más bajos. Como resultado de que son más estrictos los factores de reducción de la resistencia última de los elementos estructurales de la base, sea por cortante o flexión.

Con la finalidad de obtener valores de esfuerzo cortante promedio que garanticen la seguridad de las edificaciones construidas a base de marcos resistentes a momento, es de suma importancia cumplir con los requerimientos mínimos de diseño que marca cualquier reglamento de construcción dentro de los estados límites de resistencia y servicio. Como principalmente son la cuantía mínima del acero de refuerzo longitudinal y transversal en las columnas y trabes del edificio. Además de no rebasar y estar dentro de las distorsiones máximas de entrepiso, que son resultado de las fuerzas laterales debidas al sismo.

Por otro lado, el índice de comportamiento sísmico calculado con el procedimiento de primer nivel del Ministerio de Construcción del Japón (2001), resulta muy bajo debido a que sólo considera las características geométricas y no estructurales de las columnas que conforman al marco. Es decir, no se le da importancia a la capacidad de resistencia y deformación de las trabes y columnas. Para el índice que se calcula con el procedimiento de segundo nivel del Ministerio de Construcción del Japón (2001), si se considera la aportación de las columnas a la capacidad de resistencia y deformación del marco, además de que se determinan los mecanismos de falla en cada uno de estos elementos con la finalidad de calcular su capacidad a cortante (resultado de la capacidad última a cortante ó a flexión). Es por eso, que debido a estas consideraciones, el índice de

comportamiento sísmico resulta de mayor magnitud. Por último, el procedimiento de tercer nivel del Ministerio de construcción del Japón (2001), engloba las mismas consideraciones que las del segundo nivel. La única diferencia es que también toma en cuenta los mecanismos de falla en los nodos del marco, además de la resistencia de las trabes, por lo que el índice de comportamiento sísmico resulta más grande que los dos procedimientos anteriores.

Los diferentes grados de vulnerabilidad para cada uno de los modelos y que fueron determinados a lo largo de esta investigación, son el resultado de las distintas consideraciones que emplean cada uno de los niveles de la metodología de las normas japonesas de evaluación del comportamiento sísmico de los edificios. Estas mismas, deben emplearse en cada edificación que queramos revisar, de acuerdo al nivel de detalle y al tipo de estructura que queramos considerar en la investigación. Por ejemplo, no es lo mismo revisar una estructura construida en los años 50s, que una que lo fue en los años 80s ó 90s. Seguramente por que la de los años 50s probablemente resultará con una vulnerabilidad muy alta, ya que fue diseñada y construida con base en un reglamento de construcciones de la época, mismo que no era tan estricto como lo es ahora el actual reglamento del DF. Por el contrario, si revisamos la que fue realizada en los años 80s, y si esta misma fue exactamente construida antes de los sismos del 85, es probable que de como resultado una vulnerabilidad media ó alta. El grado medio, principalmente obedecerá a que fue revisada y reforzada estructuralmente por algún especialista en la materia. Mientras que el grado alto principalmente obedecerá a que nunca ha sido reforzada y presenta una alta probabilidad de poder colapsarse ante un futuro evento sísmico.

En conclusión, es necesario diseñar y construir estructuras que cumplan con los requisitos mínimos que dicta el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas técnicas Complementarias 2004 (RCDF GDF, 2004), con la finalidad de prevenir vulnerabilidades altas de las edificaciones de concreto, que puedan ocasionar colapsos ante las fuerzas sísmicas.



## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Bazán, E. y Meli, R. (2008). *Diseño Sísmico de Edificios*. México, D.F.: Limusa.
- 2.- Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED, 2006). *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos. Evaluación de la vulnerabilidad física y social*, Serie Atlas Nacional de Riesgos. 1ª edición, ISBN 970-628-906-2, México, D.F.
- 3.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. México, D.F.
- 4.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal. *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. México, D.F.
- 5.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. México, D.F.
- 6.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México, D.F.
- 7.-. González, O. y Robles, F. (2007). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. México, D.F.: Limusa.
- 8.- Hibbeler, R. C. (1998). *Mecánica de Materiales*. México. D.F.: Prentice-Hall Hispanoamericana, S. A.
- 9.- Ministerio de Construcción del Japón. (2001). *Normas y Comentarios para la Evaluación del Comportamiento ante Sismo de Estructuras Existentes de Concreto Reforzado*. México, D.F.: Coordinación de Investigación: Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia. Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- 10.- Meli, R. (2008). *Diseño Estructural*. México, D.F.: Limusa.

## REFERENCIAS

- 1.- Bazán, E. y Meli, R. (2008). *Diseño Sísmico de Edificios*. México, D.F.: Limusa.
- 2.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. México, D.F.
- 3.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal. *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. México, D.F.
- 4.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. México, D.F.
- 5.- Gobierno del Distrito Federal México (2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México, D.F.
- 6.- Godínez, E. A., Tena, A., Pérez, L. E. (2005). Vulnerabilidad de estructuras con base en marcos de concreto reforzado en el valle de México ante un escenario similar al sismo de septiembre de 1985. En *Revista de Ingeniería Sísmica*, núm. 73, p.p. 71-101. Recuperado de: <http://www.smis.org.mx/rsmis/n73/index.html>
- 7.- González, O. y Robles, F. (2007). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. México, D.F.: Limusa.
- 8.- Hibbeler, R. C. (1998). *Mecánica de Materiales*. México. D.F.: Prentice-Hall Hispanoamericana, S. A.
- 9.- Iglesias, J., Jara, M., Aguilar J., Mota O., Terán A., Gómez A., et. al. (1987). Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la Ciudad de México. Recuperado en Mayo 26, 2015, de la Universidad Autónoma Metropolitana, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Departamento de Materiales, sitio web: <http://65.182.2.242/docum/crid/Febrero2006/CD-2/pdf/spa/doc9985/doc9985-a.pdf>
- 10.-Ministerio de Construcción del Japón. (2001). *Normas y Comentarios para la Evaluación del Comportamiento ante Sismo de Estructuras Existentes de Concreto Reforzado*. México, D.F.: Coordinación de Investigación: Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia. Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- 11.- Orozco, V. y Reinoso, E. (2007). Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la Ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica. En *Revista de Ingeniería Sísmica*, núm. 76, p.p. 61-87. Recuperado de: <http://www.smis.org.mx/rsmis/n76/index.html>