



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Propuesta de reforzamiento de un edificio escolar  
de concreto reforzado de cuatro niveles, diseñado  
y construido en los años sesenta en la zona del  
Pedregal de la Ciudad de México**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Juan Manuel Juárez Flores

**DIRECTOR DE TESIS**

Ing. Josué Garduño Chávez



**Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/061/18

Señor  
JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA
- III. ESTUDIOS ANALÍTICOS
- IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS
- V. PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 23 de julio del 2018.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**Facultad de Ingeniería**



*Propuesta de Reforzamiento de un Edificio Escolar de Concreto  
Reforzado de cuatro niveles, Diseñado y Construido en los años  
sesenta en la zona del Pedregal de la Ciudad de México*

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA**

**JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES**

**DIRECTOR DE TESIS**

**ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, Cd. Mx., 2018**

***Mi dedicatoria y profundo agradecimiento...***

*A mis padres, por todas sus enseñanzas, sus consejos y su apoyo incondicional. Por inculcarme valores y facilitar mi formación académica, los mejores regalos que me han dado.*

*A mi hermana, porque, aunque seamos polos opuestos, siempre he tenido tu apoyo y cariño.*

*A mi familia y amigos, por sus consejos y apoyo, por todos los buenos momentos, por tenderme siempre la mano y porque la persona que soy, también se ha formado con pequeñas partes de ustedes.*

*A Josué Garduño Chávez, por ayudarme en el desarrollo de este trabajo, por tus observaciones y críticas, tu tiempo, tu dedicación, tu amistad, y por hacerme ver las cosas desde otra perspectiva.*

*A mis sinodales, los profesores Hugo S. Haaz Mora, Miguel A. Rodríguez Vega, José M. Covarrubias Solís y Alba B. Vázquez González, por sus valiosas observaciones, que sin duda ayudaron a mejorar mi trabajo.*

*Al Ing. Arturo González Vera, por ser la primera persona que me inspiró a estudiar ingeniería civil.*

*A mi querida Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería, porque a través de mis profesores y compañeros, me transmitieron conocimiento, cultura y valores.*

*“Por mi raza hablará el espíritu”*

# PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

## ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>I. ANTECEDENTES</b> .....	<b>2</b>
I.1. Estado actual de la edificación .....	2
<b>II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA</b> .....	<b>4</b>
II.1. Ubicación.....	4
II.2. Descripción de la construcción .....	4
II.3. Descripción de la estructura y su cimentación .....	6
II.4. Tipificación de la estructura .....	16
<b>III. ESTUDIOS ANALÍTICOS</b> .....	<b>18</b>
III.1. Modelación analítica de la estructura .....	18
III.2. Modelación de la estructura original .....	18
III.3. Propiedades mecánicas de los materiales .....	24
III.4. Análisis de cargas .....	24
III.4.1. Acciones permanentes.....	24
III.4.2. Acciones variables .....	25
III.4.3. Acciones accidentales.....	26
III.5. Análisis sísmico .....	26
III.5.1. Revisión por cortante basal.....	29
III.5.2. Efectos de torsión .....	30
III.6. Cargas actuantes en la estructura.....	31
III.6.1. Condiciones básicas de carga .....	32
III.6.2. Combinaciones de carga para la revisión de los estados límite de seguridad contra colapso.....	32
III.6.3. Combinaciones de carga para la revisión de los estados límite de falla .....	32
III.6.4. Combinaciones de carga para el cumplimiento de limitación de daños ante sismos frecuentes ..	33
<b>IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS</b> .....	<b>34</b>
IV.1. Revisión de Estados Límite de Servicio .....	34
IV.1.1. Estado límite de seguridad contra colapso .....	34
IV.1.2. Limitación de daños ante sismos frecuentes .....	35
IV.2. Revisión de estados límite de falla.....	54

<b>V. PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO .....</b>	<b>60</b>
V.1. Análisis de las alternativas de reforzamiento .....	60
V.2. Modelación de la estructura modificada (Propuesta 6) .....	68
V.3. Propiedades mecánicas de los nuevos materiales (Propuesta 6) .....	71
V.4. Revisión por cortante basal de la estructura modificada .....	71
V.5. Efecto de torsión en la estructura modificada .....	72
V.6. Resultados conforme a disposiciones reglamentarias de la estructura modificada .....	72
V.6.1. Estado límite de seguridad contra colapso .....	72
V.6.2. Limitación de daños ante sismos frecuentes .....	75
V.6.3. Estado límite de falla .....	77
V.7. Consideraciones constructivas .....	83
V.7.1. Columnas encamisadas .....	83
V.7.2. "Patas de gallo" .....	83
V.7.3. Columnas ampliadas .....	85
V.7.4. Muros estructurales .....	85
V.7.5. Cimentación .....	85
<b>VI. CONCLUSIONES .....</b>	<b>89</b>
<b>VII. REFERENCIAS .....</b>	<b>91</b>
<b>VIII. APÉNDICES .....</b>	<b>93</b>
Apéndice A. Cálculo de la excentricidad torsional .....	93
Apéndice B. Revisión de las condiciones de regularidad .....	97
Apéndice C. Cálculo del área de acero de refuerzo requerido en columnas y trabes de concreto .....	103
Apéndice D. Modelación del encamisado de acero en columnas .....	110
Apéndice E. Resistencia nominal de columnas encamisadas .....	113
Apéndice F. Revisión de "patas de gallo" .....	125
<b>LISTA DE IMÁGENES TABLAS Y FIGURAS .....</b>	<b>130</b>

## INTRODUCCIÓN

Las edificaciones normalmente son planeadas pensando en que tendrán un periodo de vida útil aproximadamente de 50 años, su diseño y análisis estructural se basan en códigos y reglamentos vigentes en el año de su construcción. Sin embargo, con el tiempo, la tecnología y nuevas investigaciones permiten hacer ajustes y correcciones a dichos documentos para asegurar de mejor manera la integridad estructural de un edificio ante solicitaciones de sismo, viento y otros fenómenos naturales. Debido a esto, muchos edificios antiguos no cumplen con las exigencias de las normas de construcción actuales.

En la Ciudad de México varios edificios tienen más de 50 años de antigüedad, y siguen siendo utilizados para uso habitacional, centros de trabajo, escuelas y demás fines; por ello es importante realizar en ellos una evaluación de seguridad estructural y un plan de reforzamiento o rehabilitación en caso de ser necesario. De esta manera se podría garantizar la seguridad de los ocupantes de cada uno de los inmuebles.

El presente documento tiene como objetivo presentar una propuesta de reforzamiento para un edificio escolar ubicado en Ciudad Universitaria tomando como referencia los resultados obtenidos en la tesis de licenciatura titulada *“Evaluación de seguridad estructural de un edificio escolar de concreto reforzado de cuatro niveles, diseñado y construido en los años sesenta en la zona del pedregal de la Ciudad de México”*. En el capítulo I, se hace una recapitulación de lo concluido en la tesis antes mencionada y se comenta e ilustra el estado actual del edificio, mientras que en el capítulo II, se hace una descripción y clasificación de la estructura para su posterior análisis. Cabe señalar que la evaluación se realizó basándose en el entonces vigente Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) de 2004, por lo que, en los capítulos III y IV, se realizó una nueva evaluación basada en la reforma de las Normas Técnicas Complementarias del 15 de diciembre del 2017 en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

En el capítulo V, se presenta el análisis de las opciones de reforzamiento. Finalmente, en el capítulo VI, se exponen las conclusiones y recomendaciones.

## I. ANTECEDENTES

Como resultado de la evaluación de seguridad estructural realizada en marzo de 2017, se concluyó que el edificio no cumplía con los estados límite de servicio ni con los estados límite de falla que marcaba la normatividad vigente (RCDF y sus NTC-04). Esto debido a que las distorsiones de cada entrepiso excedían el valor límite de 0.006 para estructuras con elementos no estructurales incapaces de soportar grandes deformaciones. Además, en todas las columnas se observó que el área de acero de refuerzo requerido era mayor al nominal; solo las trabes cumplieron con este parámetro, por lo tanto, el inmueble se calificó como inseguro.

Los resultados obtenidos no fueron inesperados, puesto que se supuso en un principio que la estructura no sería capaz de satisfacer las solicitaciones del RCDF-04 debido a que se empleó el código ACI de 1963 y las Normas de Emergencia de 1957 para su diseño. (López Cruz, 2017).



Fuente: Fotografía tomada por el autor

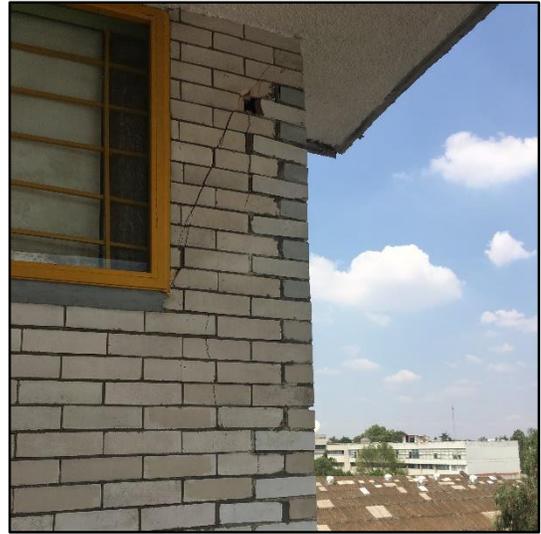
*Imagen I.1. Edificio I. Torre de Ciencias Básicas*

### I.1. Estado actual de la edificación.

Hasta antes de su evaluación en marzo de 2017, el edificio I o también llamado Torre de Ciencias Básicas (imagen I.1), no había presentado daño apreciable a pesar de haber experimentado sismos de magnitud importante como el ocurrido en 1985 con epicentro en las costas de Michoacán; el de Tehuacán, Puebla en 1999; y el de Ometepec, Guerrero en 2012. Sin embargo, después de los sismos ocurridos el 7 y 19 de septiembre del 2017, varios edificios del campus de Ciudad Universitaria sufrieron algún tipo de daño. En las imágenes I.2 y I.3 se observan daños no estructurales, mientras que en las imágenes I.4 y I.5 se aprecia un ligero agrietamiento en columnas. Adicionalmente, con la entrada en vigor de las nuevas Normas Técnicas Complementarias de 2017 (NTC-17) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, fue necesario considerarlas en el proceso de análisis de las propuestas de reforzamiento del edificio.



*Imagen I.2. Daño en ventanas*



*Imagen I.3. Daño en muro divisorio*



*Imagen I.4. Grieta en columna (1)*



*Imagen I.5. Grieta en columna (2)*

Fuente: Fotografías tomadas por Josué Garduño Chávez  
Fecha: septiembre de 2017

## II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

### II.1. Ubicación

El Edificio I, Torre de Ciencias Básicas, se encuentra ubicado en el Conjunto Sur (División de Ciencias Básicas y Posgrado) de la Facultad de Ingeniería. Colinda con el Edificio J (Ala poniente), el Auditorio Sotero Prieto al sur, y con los laboratorios de ciencias básicas al norte, figura II.1. Se puede acceder a dicho conjunto desde las entradas ubicadas sobre la ruta bicipuma (camino verde) y el Circuito Exterior de Ciudad Universitaria. Las coordenadas del edificio son 19°19'35.25"N, 99°10'57.70"W (19.326472, -99.182694).

### II.2. Descripción de la construcción

En su diseño original, el inmueble, tiene una estructura resuelta a base de marcos ortogonales de concreto reforzado, su sistema de piso en el primer nivel es una losa maciza, mientras que en los niveles restantes cuenta con un sistema de losa nervada. Los muros existentes son únicamente divisorios por lo que se debe suponer que no hay aporte de rigidez o resistencia; sin embargo, no se observa algún detalle que muestre que realmente están desligados de la estructura.

Esta superestructura da soporte a los cuatro niveles de los que se compone, siendo la planta baja (PB) el espacio destinado para la sala de profesores, sanitarios, sala de cómputo y el pasillo que comunica los laboratorios de ciencias básicas con la explanada. Por otro lado, seis aulas se ubican en el primer nivel (N1), además de un pasillo que se conecta con el Ala poniente (Edificio J) y la biblioteca Enrique Rivero Borrell. Al igual que en el primer nivel, los niveles 2 y 3 (N2, N3) cuentan con 6 salones de clase, pero su pasillo a diferencia del primero tiene menores dimensiones y conecta solo con las escaleras. Cada salón de los niveles 1 y 2 tiene un "sistema de gradas" para una distribución escalonada de las butacas. *"Este sistema está formado por losas siporex, muretes de tabique, concreto de relleno, piso de terrazo y losetas de barro."* (López Cruz, 2017). Sin embargo, en las aulas del nivel 3 este sistema no aparece puesto que en principio su uso era exclusivo para la realización de exámenes y no como salones de clases. El último nivel corresponde a la azotea (AZ).

En cuanto a su altura, los niveles de piso terminado (NPT) aproximados de cada nivel son: +0.00 m, planta baja; +3.60 m, nivel 1; +7.20 m, nivel 2; +10.80 m, nivel 3 y finalmente +14.40 m, azotea.

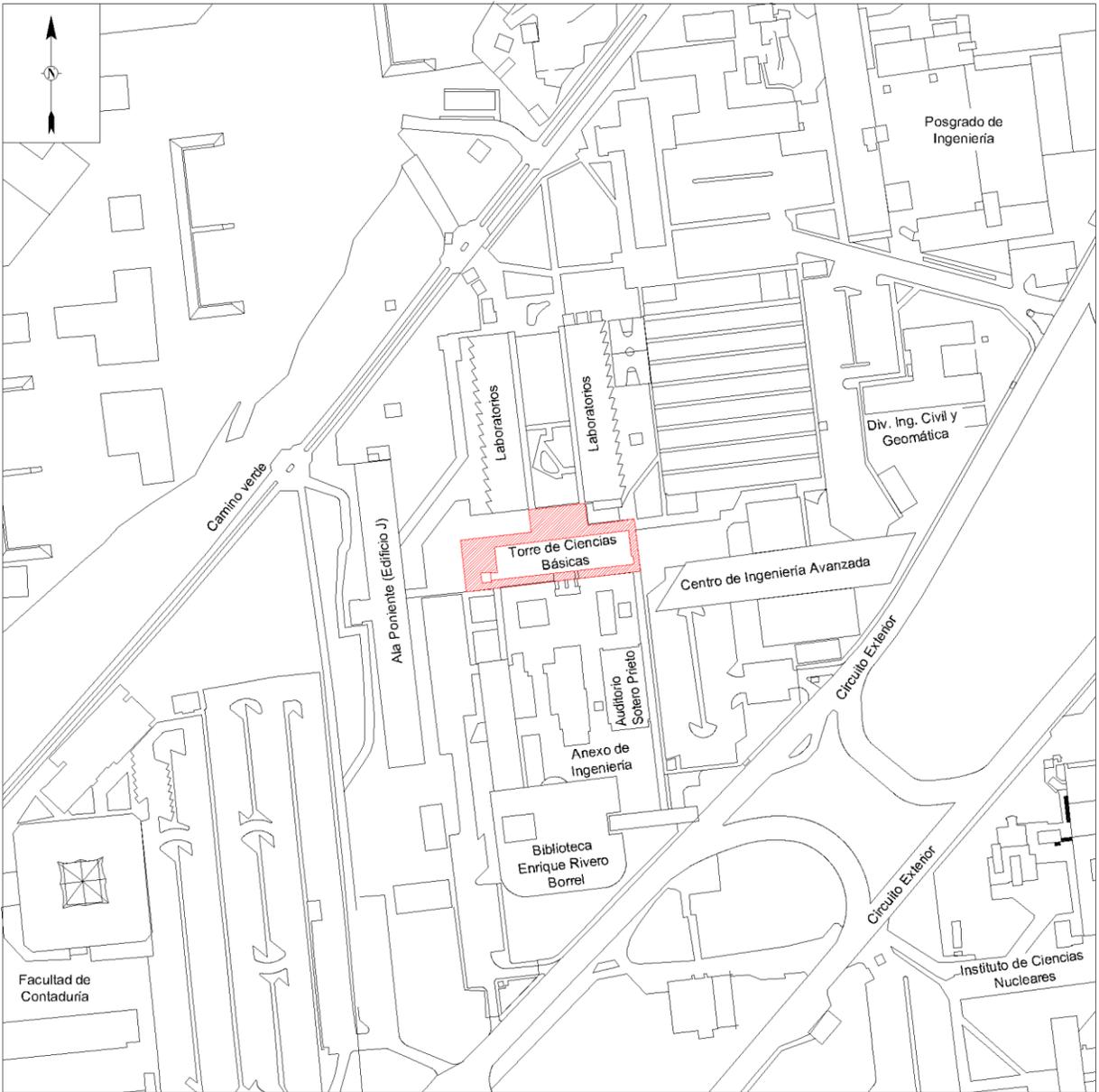


FIGURA II.1. LOCALIZACIÓN DEL EDIFICIO I. TORRE DE CIENCIAS BÁSICAS

			
Tesis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Revisó:	Archivó:	Examinó:
REFORZAMIENTO	JGCH	UBICACIÓN	S/E
Dibujó:	Fecha:	Figura:	
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN	SEP.18	II.1	

### **II.3. Descripción de la estructura y su cimentación**

Como se mencionó, la estructura contempla dos sistemas de piso; losa maciza y losas nervadas. La losa maciza con espesor de 12 cm está apoyada perimetralmente sobre traveses cuyo peralte es de 85 cm, el ancho de estas traveses varía según el eje del que se esté hablando entre 15 y 85 cm, en el nivel 1, N1. Las traveses de las losas nervadas tienen una sección transversal de 15 x 40 cm y un firme de compresión de 5.0 cm, a excepción de las nervaduras perimetrales cuyas dimensiones son de 12.5 x 40 cm y 47.5 x 40 cm, en los niveles; N2, N3 y AZ.

Las columnas que soportan estos niveles tienen dimensiones de 40 x 60 cm, en los entrepisos de PB a N1 y de N1 a N2, mientras que en los entrepisos del N2 a N3 y del N3 a AZ, son de 30 x 50 cm. En todos los casos, las columnas se conectan con los sistemas nervados por medio de macizos de concreto de 40 cm de espesor.

La cimentación se compone de cuatro tipos de zapatas aisladas cuadradas, desplantadas a 1.50 m de profundidad en capa basáltica, conectadas a las columnas por medio de dados de concreto reforzado.

En la figura II.2, se presenta la planta estructural de la cimentación; en la figura II.3, la geometría y armados de las zapatas; en las figuras II.4 a II.8, se presentan las plantas estructurales de los niveles planta baja hasta la planta de azotea y finalmente, en las figuras II.9 y II.10, se muestran las secciones y armados de las columnas. Estas figuras sirven de referencia en los capítulos posteriores para observar las modificaciones correspondientes a su reforzamiento.

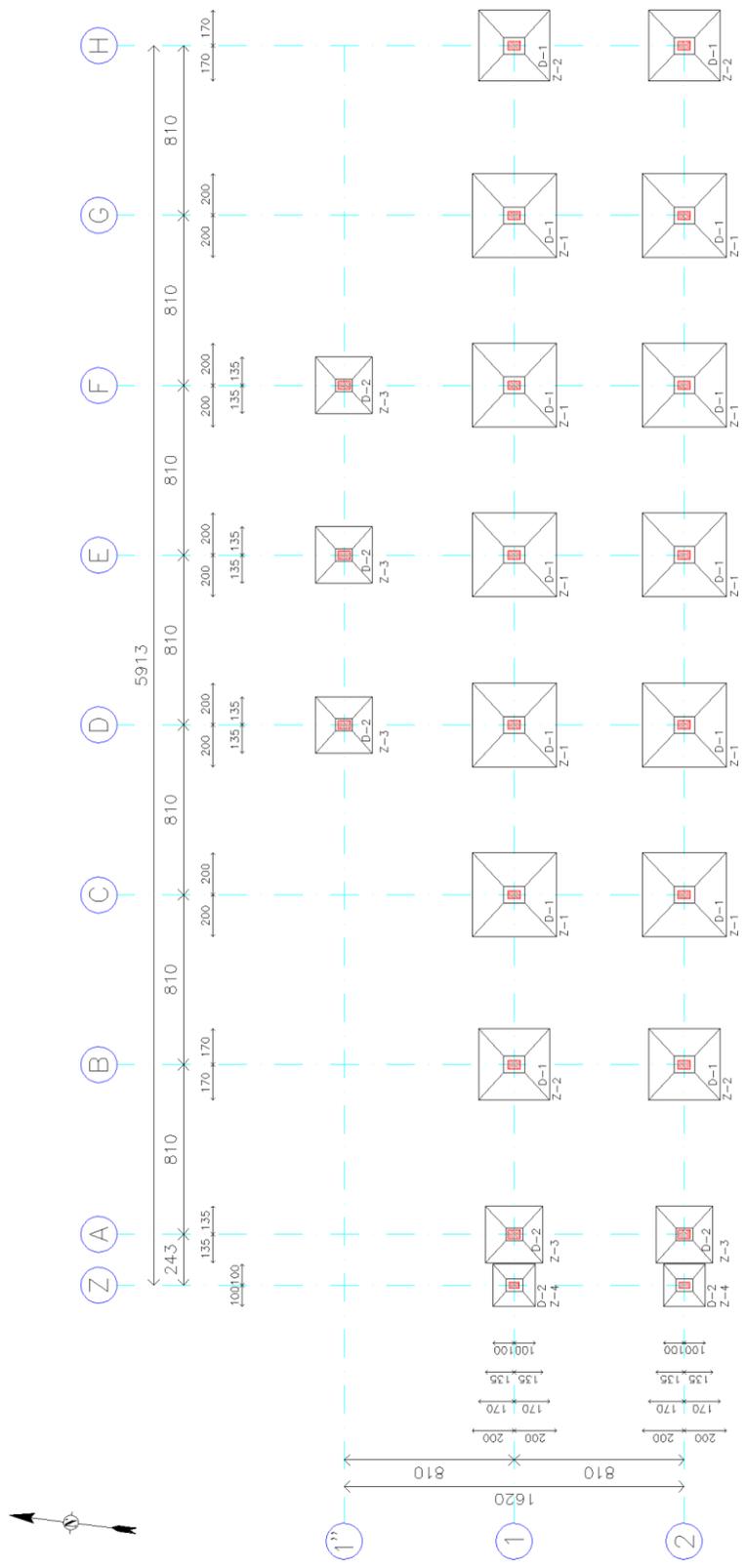


FIGURA II.2. PLANTA ESTRUCTURAL, CIMENTACIÓN

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS

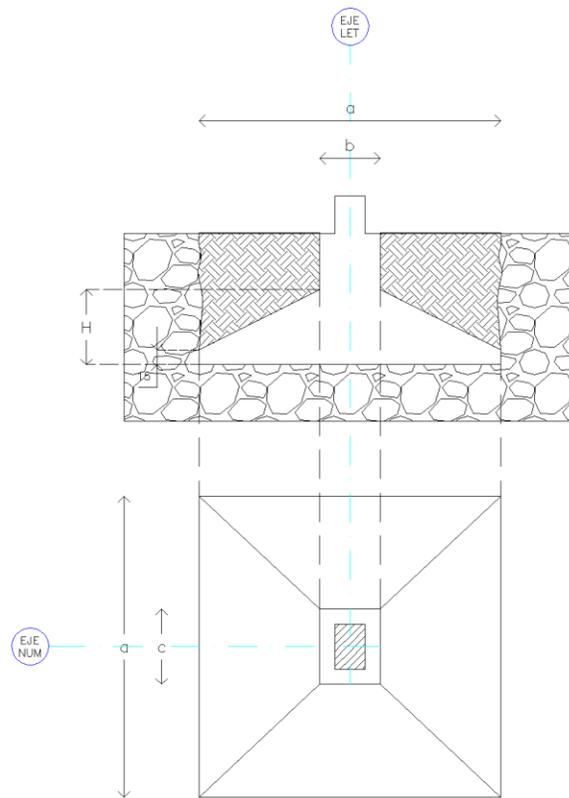
S I M B O L O G Í A

- Z ZAPATA
- D DADO
- COLUMNA

Tesis Profesional

Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ  
 Comisario: REFORZAMIENTO (Fecha: JGCH) (Puntaje: CAP. II (1,350))  
 Promotor: EST. CIMENTACIÓN (Fecha: SEP. 2018) (U-2)

Presentador: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES



ZAPATA TIPO: CORTE TRANSVERSAL Y VISTA EN PLANTA

TABLA DE ZAPATAS (SECCIONES Y ARMADOS)				
TIPO	a x a	b x c	H	CUANTÍA DE ACERO
Z-1	400 X 400	80 X 100	80	#5@12
Z-2	340 X 340	80 X 100	70	#5@15
Z-3	270 X 270	60 X 80	55	#4@12
Z-4	200 X 200	60 X 80	45	#4@17

FIGURA II.3. SECCIONES Y ARMADOS DE ZAPATAS

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
2. ÁREAS DE ACERO EN  $\text{cm}^2$

S I M B O L O G Í A

- a ANCHO O LARGO DE ZAPATA
- b ANCHO DE DADO
- c LARGO DE DADO
- @ A CADA
- # NÚMERO DE VARILLA
- COLUMNA

			
Tesis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Revisó:	Archivó:	Evaluó:
REFORZAMIENTO	JGCh	CIAP, II	S/E
Dibujó:	Firmó:	Fecha:	Figura:
EST. CIMENTACIÓN, DETALLES	SEP. 2018		II.3

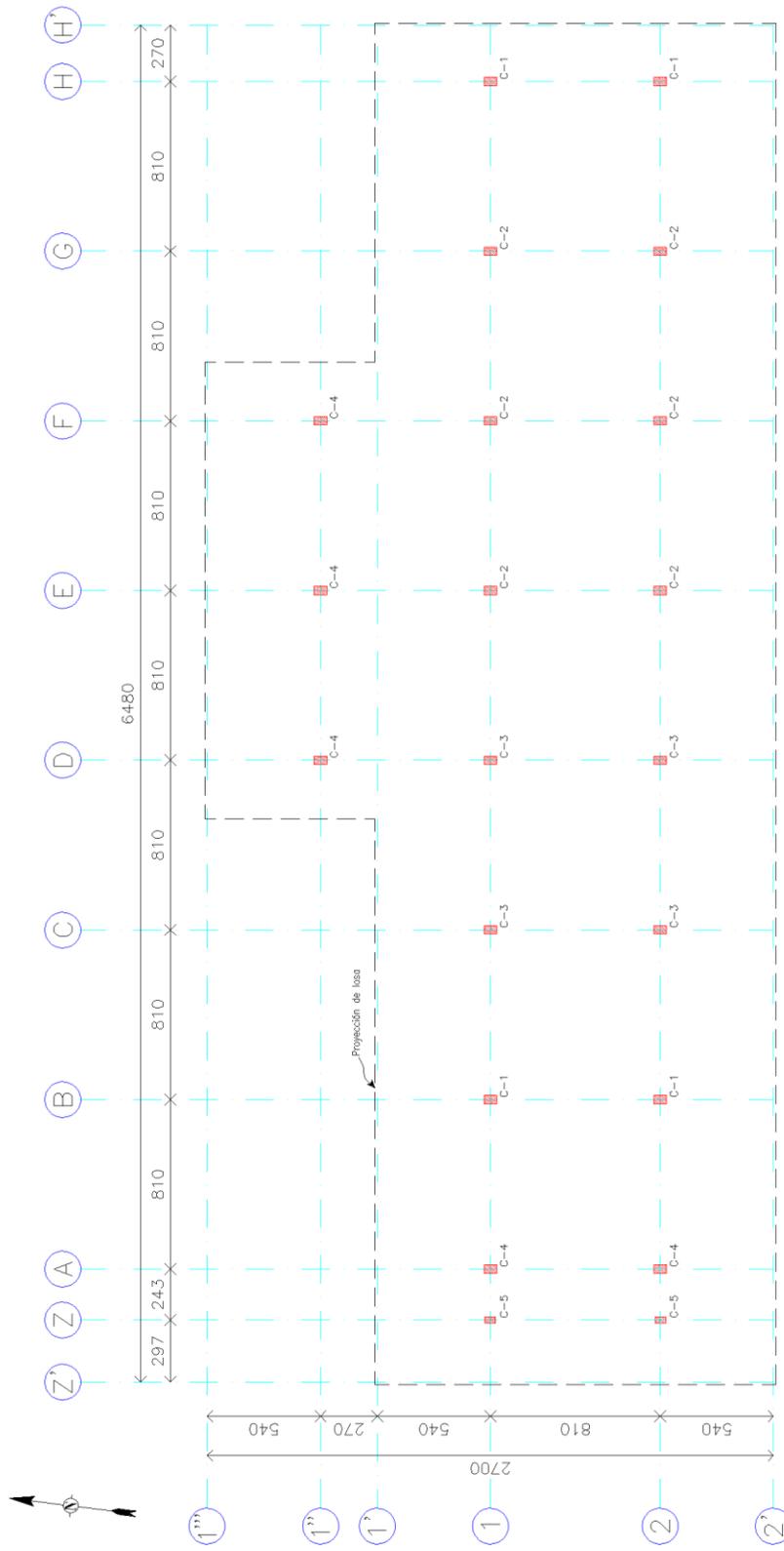


FIGURA II.4. PLANTA ESTRUCTURAL, UBICACIÓN DE COLUMNAS (NTC +0.00)

Tesis Profesional

Director de Tesis: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES  
 Director de Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ  
 Comité: REFORZAMIENTO (Fecha: JGCH) / ACABOS (Fecha: CAP, II)  
 Puntaje: EST. UBICACIÓN DE COLUMNAS (Fecha: SEP. 2018) / (Fecha: J.G.)

- N O T A S
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
  2. NIVELES EN METROS
- S I M B O L O G Í A
- COLUMNA

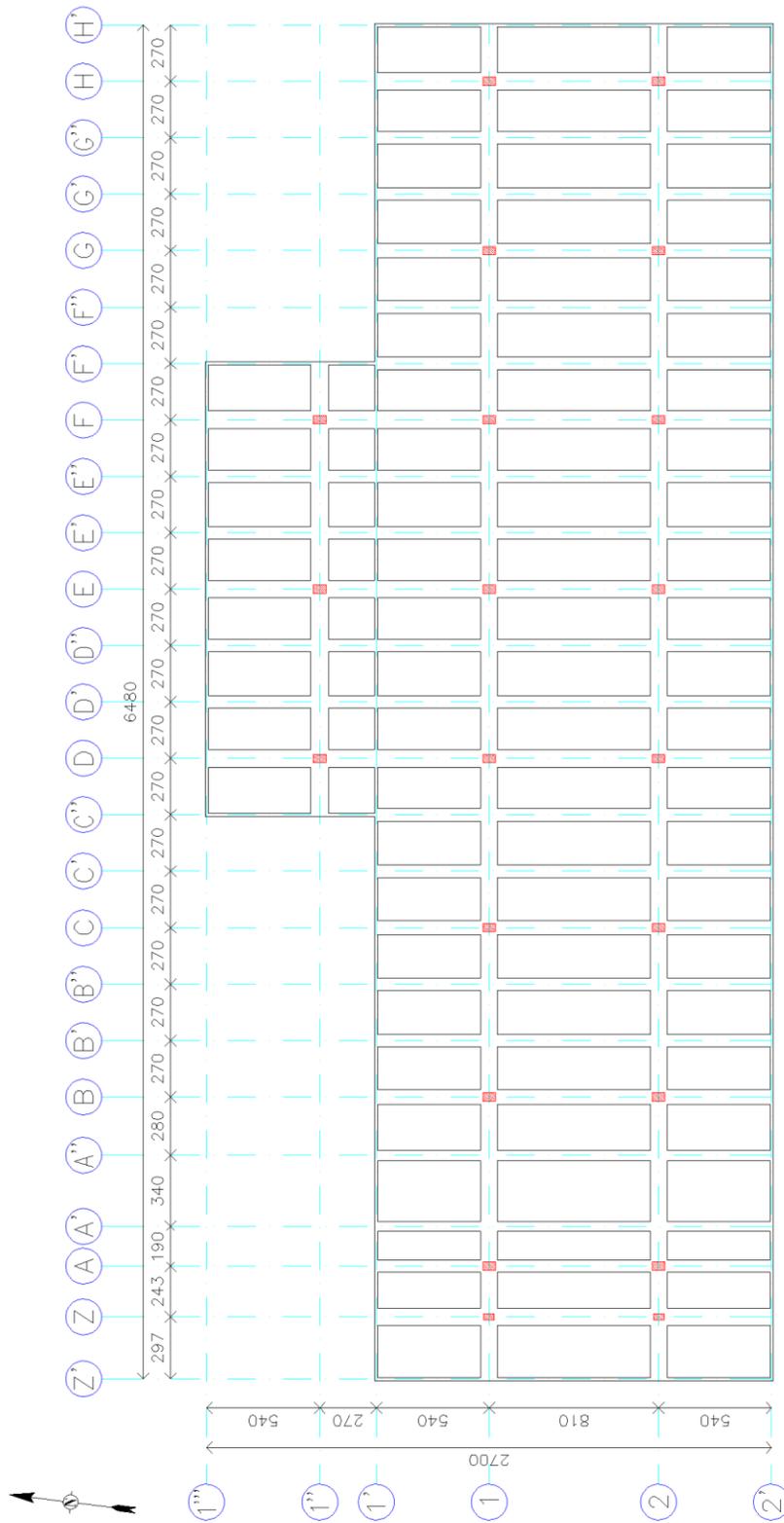


FIGURA II.5. PLANTA ESTRUCTURAL, SISTEMA DE PISO NIVEL 1 (NTC +3.60).

**N O T A S**

- 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- 2. NIVELES EN METROS

**S I M B O L O G Í A**

■ COLUMNA

Tesis Profesional: PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director del Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	(Revisor) JGCH (Asesor) CAP II (Revisor) (1:350) (Revisor) (1:350) (Revisor) (1:350)
Fecha de Emisión:	EST. SISTEMA DE PISO N1 (11 SEP. 2018) (11:25)

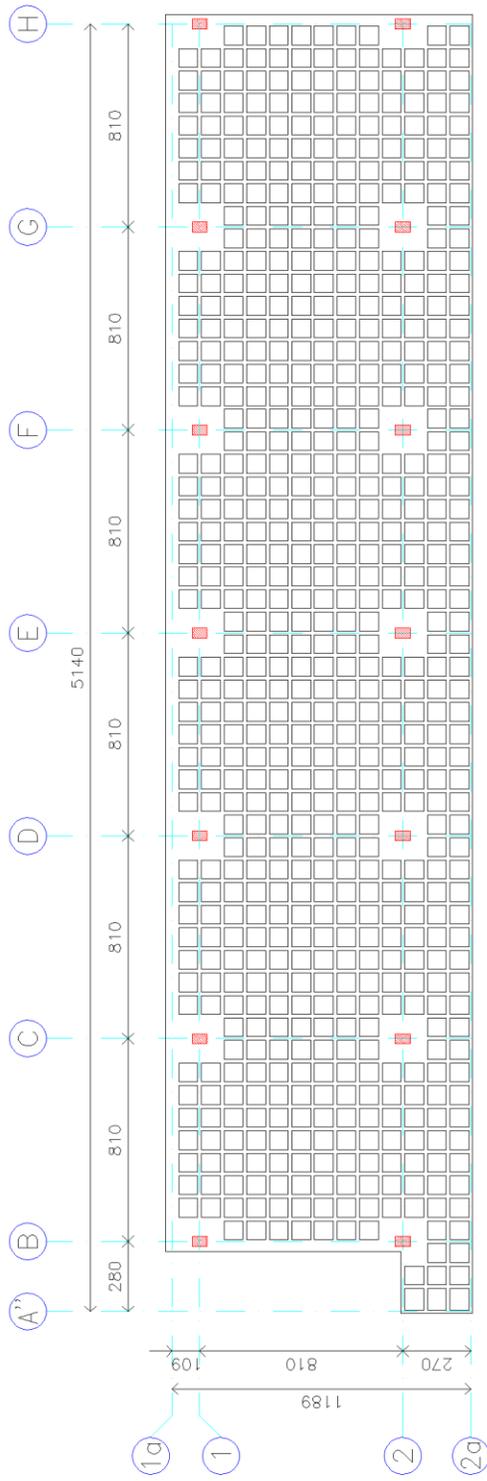


FIGURA II.6. PLANTA ESTRUCTURAL, SISTEMA DE PISO NIVEL 2 (NTC +7.20)

**N O T A S**

- 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- 2. NIVELES EN METROS

**S I M B O L O G Í A**

■ COLUMNA

Tesis Profesional: PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUÍDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	JGCH
Fecha:	SEP. 2018
Escuela:	CAP. II
Plantel:	EST. SISTEMA DE PISO N2
Fecha de Emisión:	SEP. 2018
U.C.B.	U.C.B.

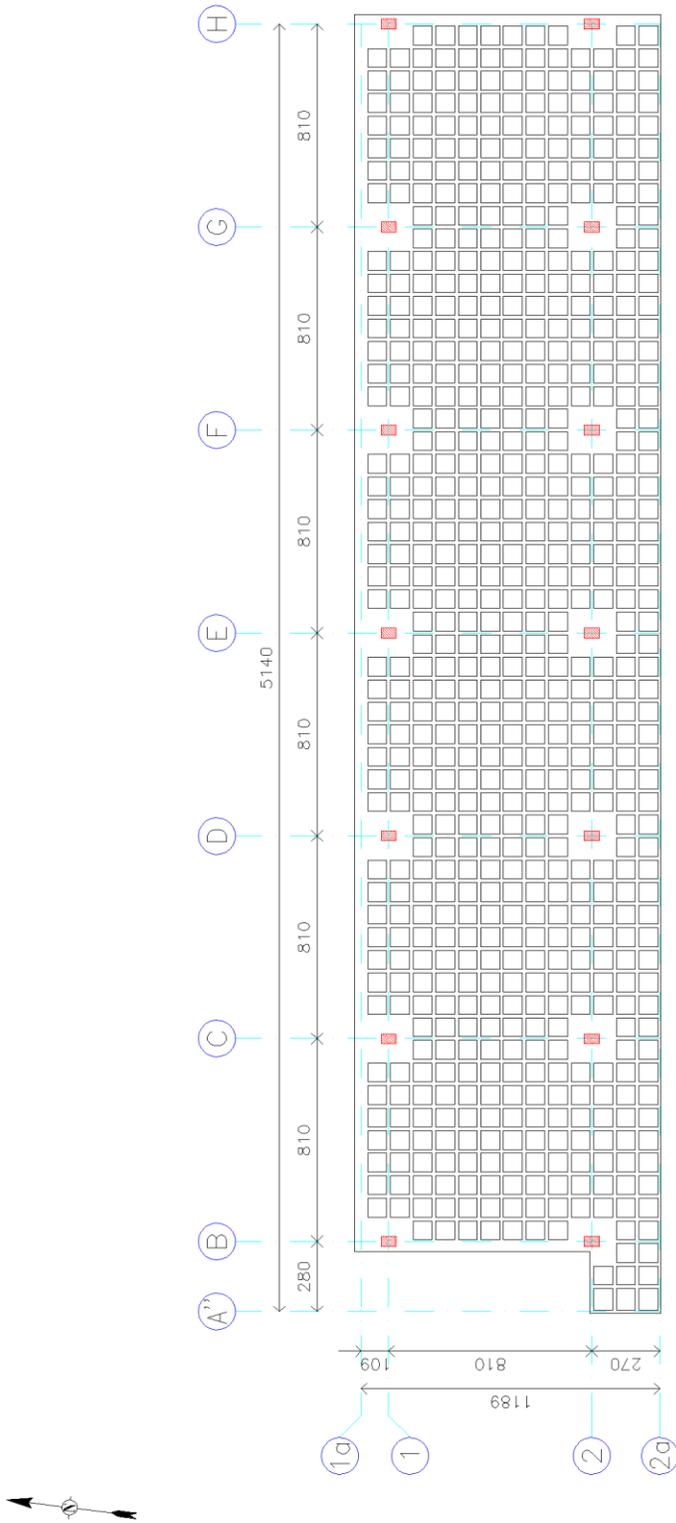


FIGURA II.7. PLANTA ESTRUCTURAL, SISTEMA DE PISO NIVEL 3 (NTC +10.80)

**Tesis Profesional**



Director de Tesis: **ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ**  
 Asesor: **CAP. II**  
 Presentador: **JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES**

Comité de Reforzamiento: **JGCH**  
 Fecha: **SEP. 2018**  
 Tema: **EST. SISTEMA DE PISO N3**  
 N.º de Folia: **11300**  
 N.º de Folia: **117**

- N O T A S**
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
  2. NIVELES EN METROS
- S I M B O L O G Í A**
- █ COLUMNA

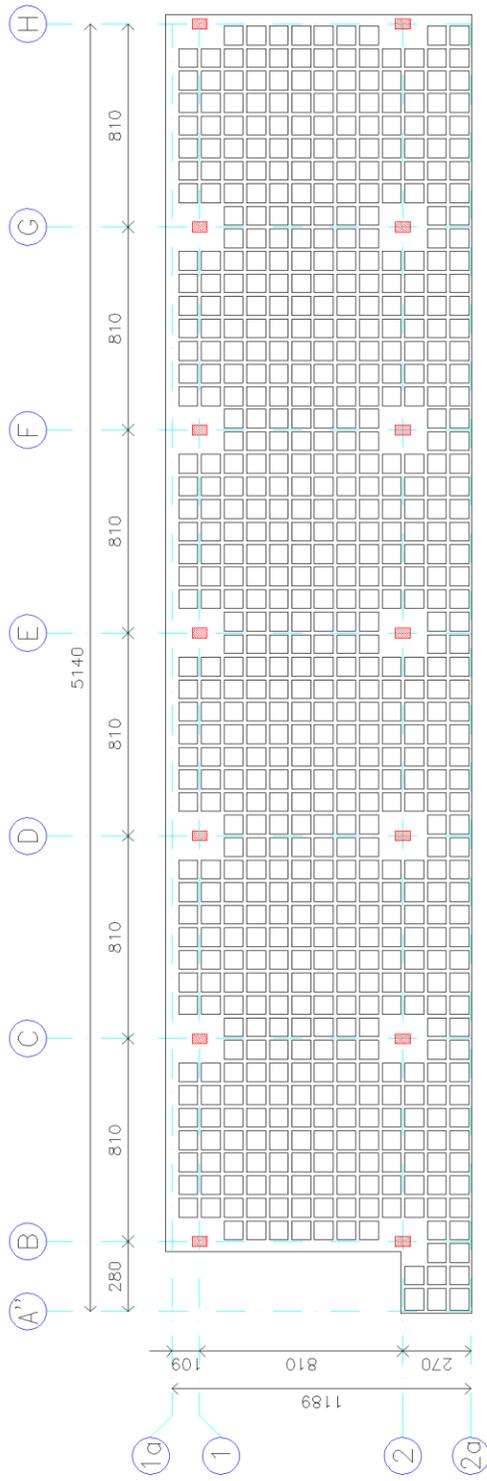


FIGURA II.8. PLANTA ESTRUCTURAL, SISTEMA DE PISO NIVEL AZOTEA (NTC +14.40)

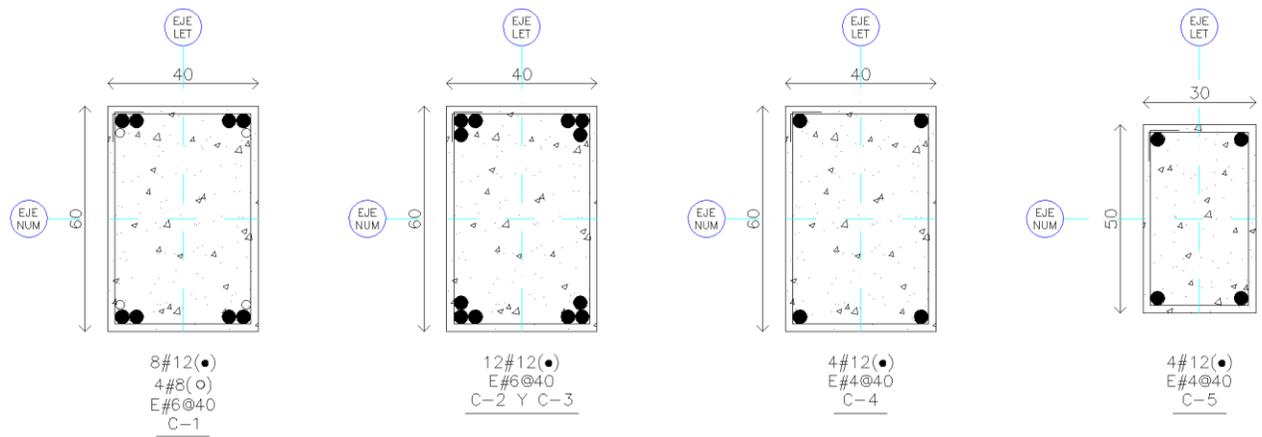
**N O T A S**

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
2. NIVELES EN METROS

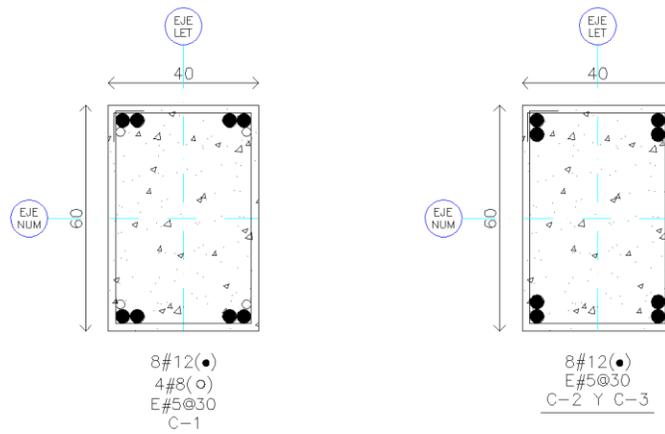
**S I M B O L O G Í A**

█ COLUMNA

	
Tesis Profesional: PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
Presentador:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director del Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	(Presidente) JGCH (Miembro) CAP, II (Miembro) U.B.
Fecha de Emisión:	SEP. 2018



COLUMNAS, ENTREPISO PB-N1



COLUMNAS, ENTREPISO N1-N2

FIGURA II.9. SECCIONES Y ARMADOS DE COLUMNAS (PB-N1, N1-N2)

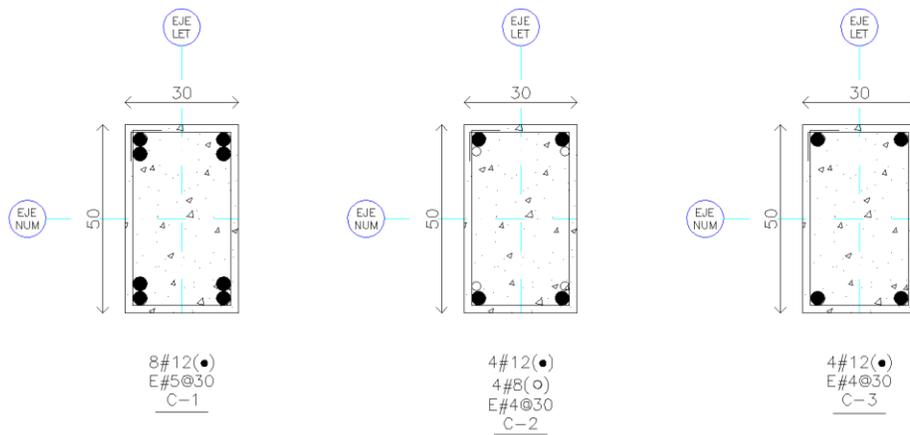
N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

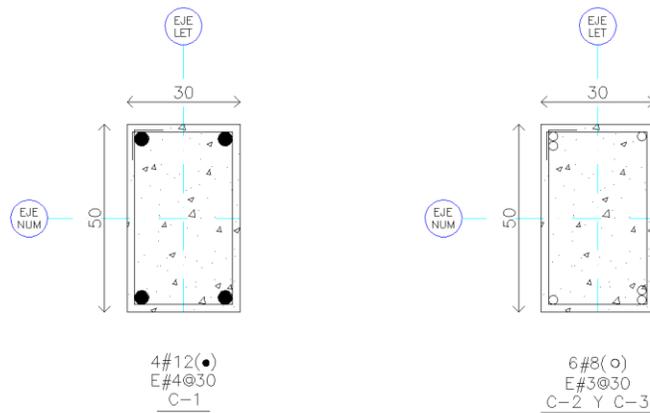
SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
- A CADA
- # NÚMERO DE VARILLA

Tesis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES		
Director de Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		
Concepto:	REFORZAMIENTO	Revisó:	JGCh
Diseño:	EST. COLUMNAS DETALLES-1	Archivo:	CIAP, II
		Escala:	1:20
		Fecha:	SEP. 2018
		Figura:	II.9



COLUMNAS, ENTREPISO N2-N3



COLUMNAS, ENTREPISO N3-AZ

FIGURA II.10. SECCIONES Y ARMADOS DE COLUMNAS (N2-N3, N3-AZ)

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
- ⊙ A CADA
- # NÚMERO DE VARILLA

 <small>Tesis Profesional:</small>			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
<small>Presenta:</small>		JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES	
<small>Director de Tesis:</small>		ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	
<small>Concepto:</small>	REFORZAMIENTO	<small>Revisó:</small>	JGCh
<small>Arquitecto:</small>		<small>Arquitecto:</small>	CIAP, II
<small>Escala:</small>		<small>Fecha:</small>	1:20
<small>Dibujo:</small>	EST. COLUMNAS DETALLES-2	<small>Fecha:</small>	SEP. 2018
<small>Figura:</small>		<small>Figura:</small>	II.10

## II.4. Tipificación de la estructura

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus NTC-17, la zonificación geotécnica considera tres zonas denominadas I o de lomas, II o de transición y III o de lago. Así mismo, “*para fines de diseño sísmico, las construcciones se clasifican en grupos y subgrupos que se indican en el artículo 139 del Título Sexto...*” (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 50). Esta clasificación varía de la considerada en las normas anteriores donde la estructura en estudio cumplía con lo establecido para pertenecer al grupo A. Ahora dicho grupo está dividido en los subgrupos A1 y A2. Debido a esto, el inmueble queda clasificado como construcción perteneciente al grupo A, subgrupo A2 construido en Zona I o de lomas (ver figura II.11) de acuerdo con lo siguiente:

- **Grupo A.** Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves.
  - **Subgrupo A1.** Edificaciones que reúnan al menos una de las características siguientes:
    - Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: hospitales, aeropuertos, estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas, de radio y televisión, antenas de transmisión y, en su caso, los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y peatonales.
    - Edificaciones cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas, como: gasolineras, depósitos o instalaciones de sustancias inflamables o tóxicas y estructuras que contengan explosivos o sustancias inflamables.
  - **Subgrupo A2.** Edificaciones cuya falla podría causar:
    - **Un número elevado de pérdidas de vidas humanas**, como: estadios, salas de reuniones, templos y auditorios que puedan albergar más de 700 personas; **edificios que tengan áreas de reunión que puedan albergar más de 700 personas.**
    - Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.
    - La pérdida de material de gran valor histórico, legal o cultural: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos históricos

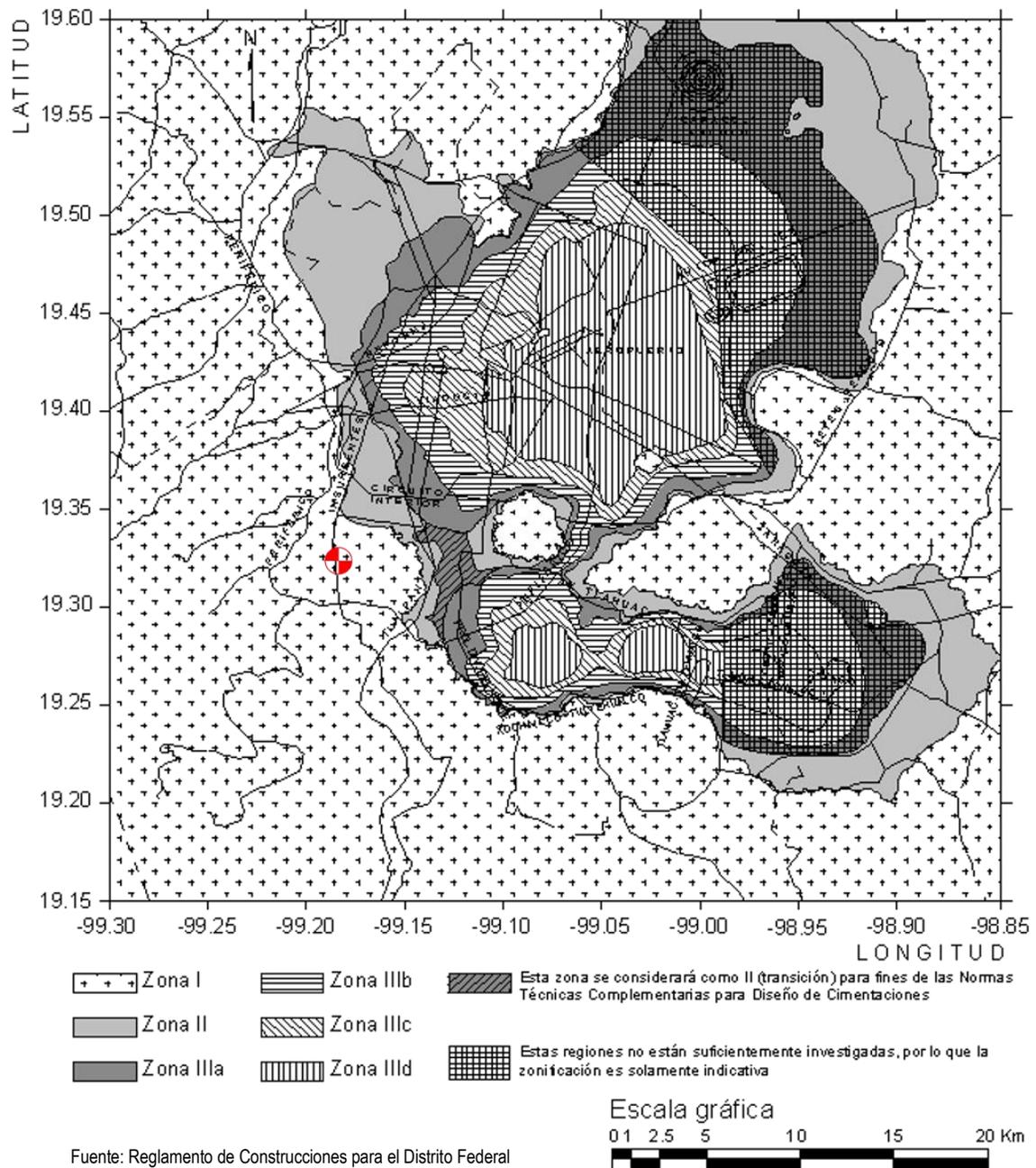


FIGURA II.11. ZONIFICACIÓN DE LA CDMX PARA FINES DE DISEÑO POR SISMO

**SIMBOLOGÍA**

UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tesis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES		
Director de Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ		
Concepto:	Revisó:	Archivó:	Examinó:
REFORZAMIENTO	JGCh	CASP, II	S/E
Obra:	ZONIFICACIÓN SISMICA CDMX	Fecha:	SEP. 2016
			Figura: II.11

### **III. ESTUDIOS ANALÍTICOS**

Afortunadamente se obtuvo la información referente al inmueble, aunque no la original, de los planos arquitectónicos y estructurales. Gracias a ello se logró conocer la geometría y propiedades mecánicas de los materiales que conforman cada elemento de la superestructura y su cimentación; así se construyó un modelo estructural confiable para su análisis.

#### **III.1. Modelación analítica de la estructura**

Para el análisis se consideró que la estructura presenta un comportamiento elástico-lineal con equilibrio y compatibilidad de esfuerzos y deformaciones además de estar empotrada en su base. En el modelo se incluyen todas las columnas, trabes y nervaduras representadas por elementos tipo barra y todos los tableros de losa, así como los firmes de compresión del sistema nervado con elementos tipo placa. Dichos elementos están referidos respecto a un sistema global de coordenadas ortogonales con dos ejes horizontales (X y Z) y uno vertical (Y) logrando así un modelo tridimensional. El software utilizado fue *STAAD.Pro V8i*, el cual asigna a los elementos tipo barra un eje local “x” (longitudinal), y dos ejes transversales “z” y “y” (ancho y peralte).

#### **III.2. Modelación de la estructura original**

La Torre de Ciencias Básicas, en su estado actual es representado para su análisis por medio de un modelo estructural, compuesto de un total de 2489 nudos, 4744 elementos tipo barra y 2233 elementos tipo placa, figuras III.1 a la III.5.

Para su análisis sísmico se consideró que el peso del edificio se concentraba en el nivel de las losas, además de suponerse que estas últimas son indeformables en su plano, analizando así dos desplazamientos en dirección de los ejes X y Z y un giro respecto al eje Y. (López Cruz, 2017, pág. 52).

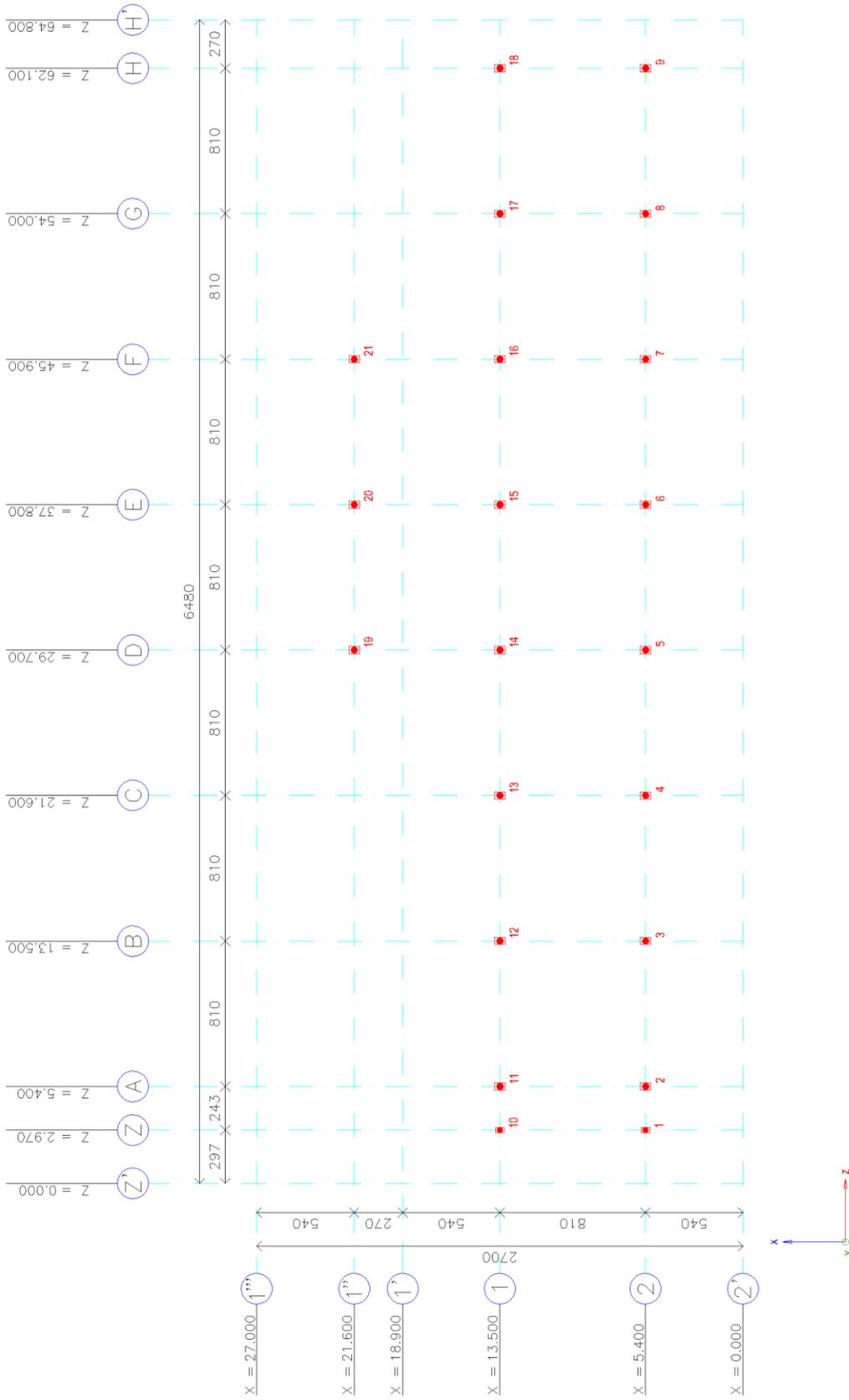


FIGURA III.1. PLANTA BAJA

- N O T A S
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
  2. NIVELES EN METROS
  3. Y=0.000 m

S I M B O L O G Í A

- NUDO COLUMNA

Tesis Profesional



Director de Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ  
 Asesor: CAP. III  
 Presentador: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES  
 Materia: REFORZAMIENTO DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO  
 Presentación: MODELOACIÓN PB  
 Fecha: SEP. 2018  
 UUT

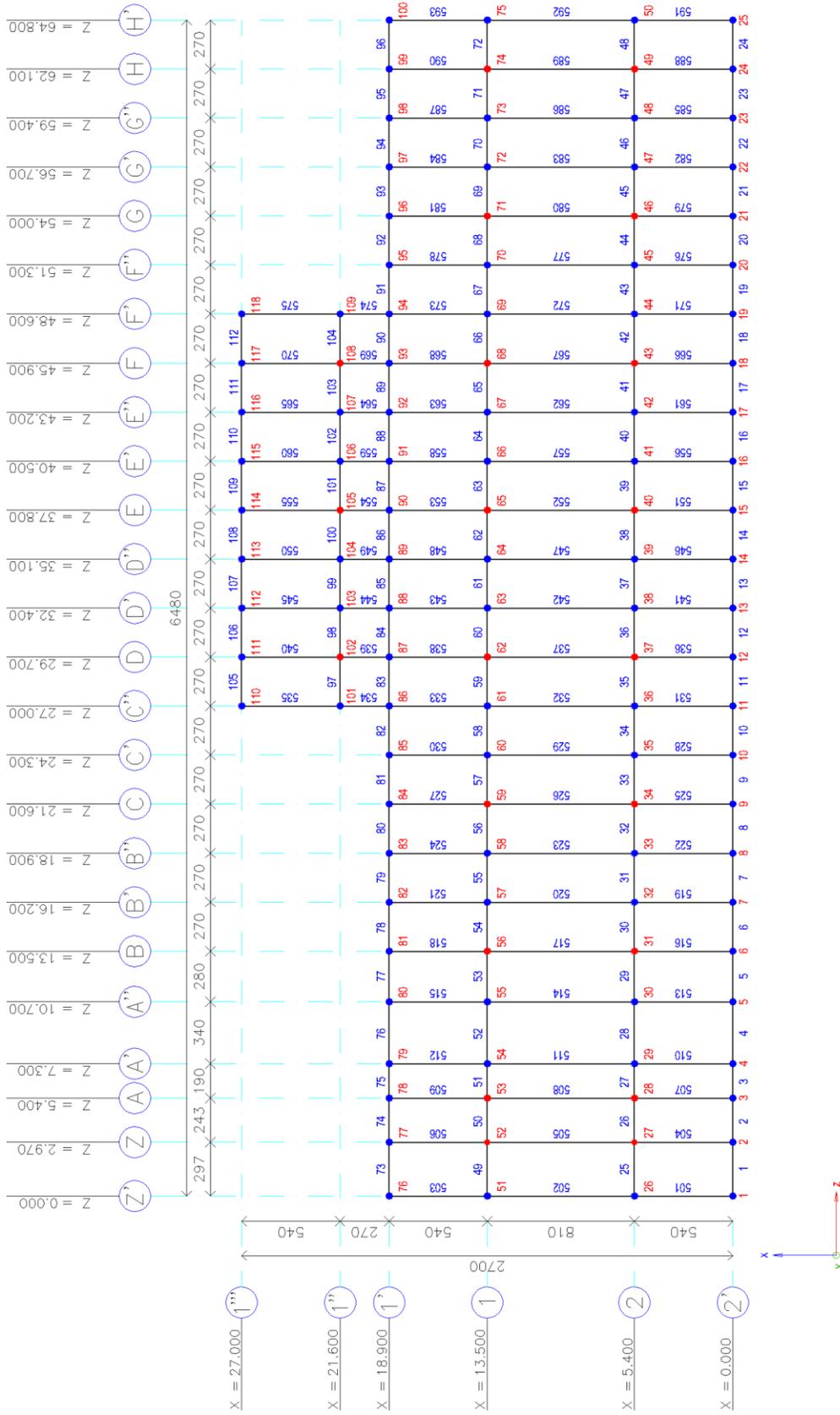


FIGURA III.2. PLANTA NIVEL 1

N O T A S

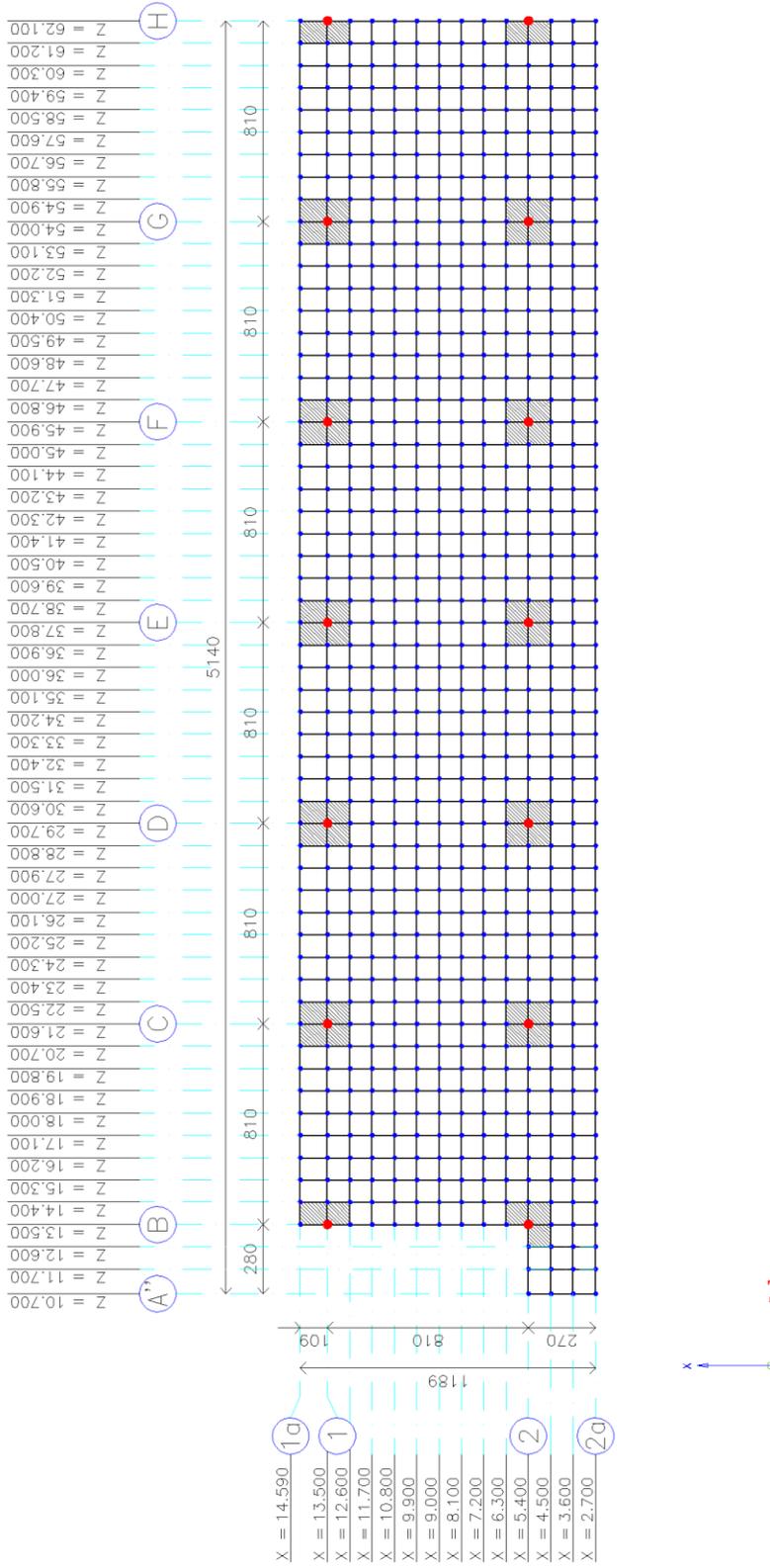
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
2. NIVELES EN METROS
3. Y=3.125 m
4. NUMERACIÓN INICIAL EN 1000 (NUDOS Y TRABES)

S I M B O L O G I A

- NUDO COLUMNA
- NUDO TRABE
- TRABE

Tesis Profesional:

Director del Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ  
 Comisario: REFORZAMIENTO (Revisó: JGCH) (Aprobó: CAP III) (Evaluó: JGCH)  
 Promotor: MODELACIÓN IN1 (Revisó: JGCH) (Aprobó: SEP) (Evaluó: JGCH)



- N O T A S
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
  2. NIVELES EN METROS
  3. Y=6.950 m
- S.I.M.B.O.L.O.G.I.A
- NUDO COLUMNA
  - NUDO TRABE
  - TRABE
  - MACIZOS DE CONCRETO

FIGURA III.3. PLANTA NIVEL 2

Tesis Profesional

PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentador:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director del Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité:	REFORZAMIENTO
Presidente:	JGCH
Secretario:	CAP III
Relator:	1:300
Fecha de Evaluación:	SEP. 2018
Calificación:	11.3

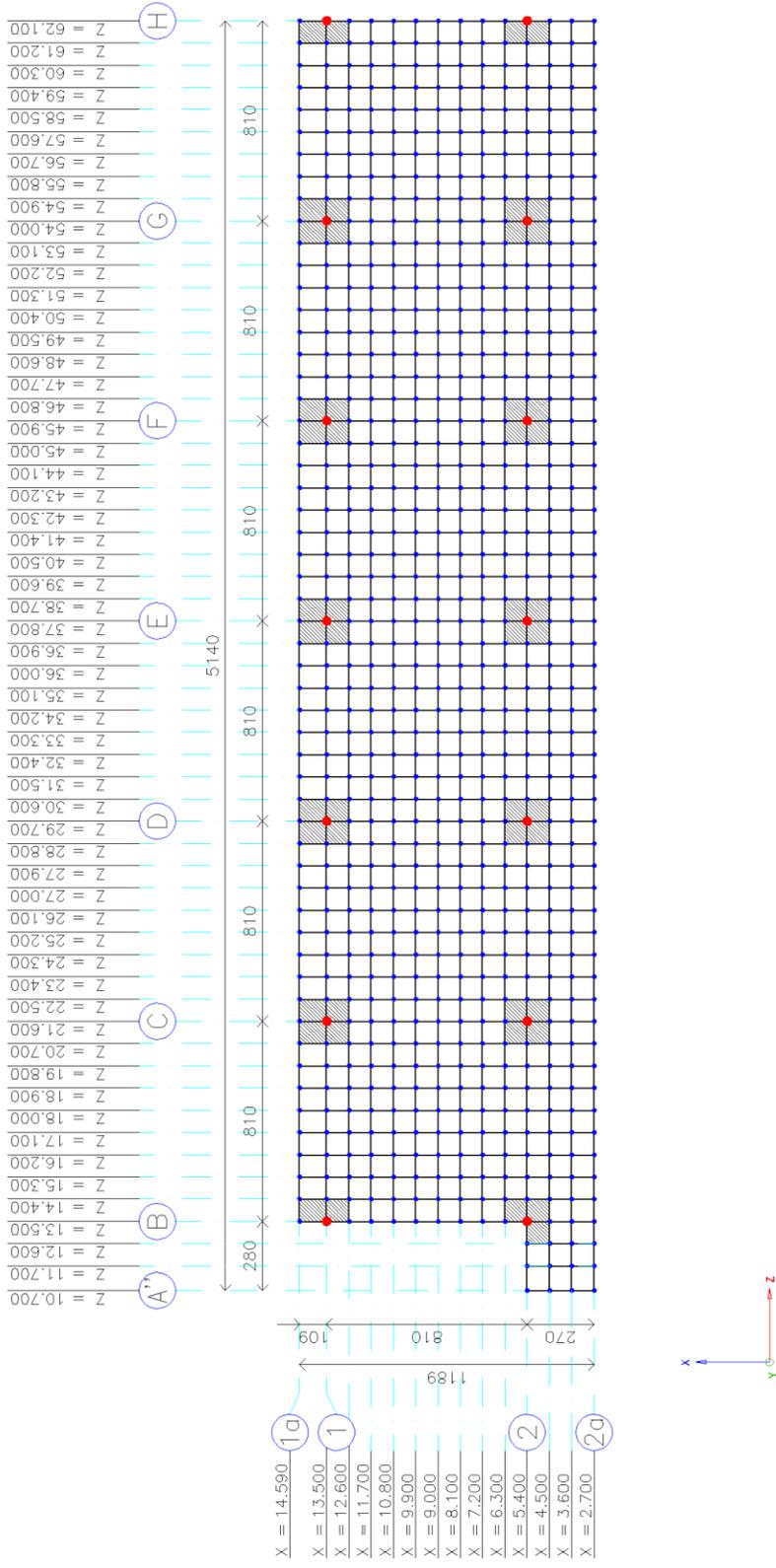


FIGURA III.4. PLANTA NIVEL 3

- N O T A S
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
  2. NIVELES EN METROS
  3. Y=10.550 m
- S.I.M.B.O.L.O.G.I.A
- NUDO COLUMNA
  - NUDO TRABE
  - TRABE
  - MACIZOS DE CONCRETO

Tesis Profesional

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentador:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité:	REFORZAMIENTO
Presidente:	JGCH
Secretario:	CAP III
Relator:	1:300
Fecha de Presentación:	15 DE SEPT. 2018
U. de I.:	III.4

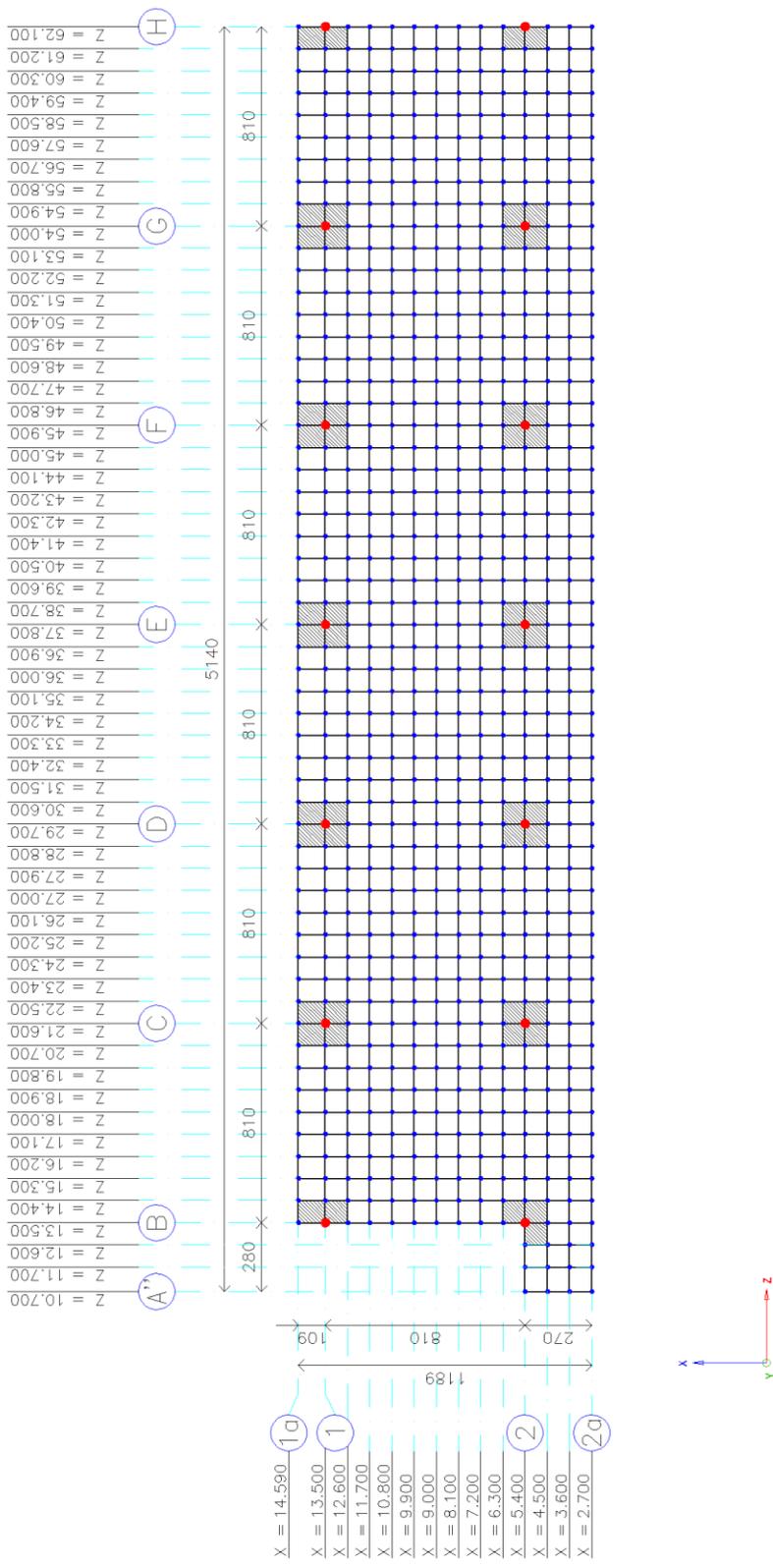


FIGURA III.5. PLANTA AZOTEA

- N O T A S**
- DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
  - NIVELES EN METROS
  - Y=14,150 m
- S I M B O L O G Í A**
- NUDO COLUMNA
  - NUDO TRABE
  - TRABE
  - MACIZOS DE CONCRETO

Tesis Profesional

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director del Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité: REFORZAMIENTO (Fecha: JGCH) (Actores: CAP III) (Escala: 1:300)

Plazo: MODELACIÓN AZ (Fecha: SEP. 2018) (U: 9)

### III.3. Propiedades mecánicas de los materiales

Como se ha mencionado antes, los planos estructurales contienen la información suficiente respecto a las propiedades mecánicas del concreto y el acero de refuerzo. Por otro lado, la resistencia del concreto que se presentaba en los planos, se consideró como concreto clase 1, aunque se debe verificar esta suposición con la extracción de corazones de concreto

Los valores utilizados para el análisis estructural fueron los siguientes:

a) Concreto:

- $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_c = 234,265 \text{ kgf/cm}^2$
- $\gamma = 2.40 \text{ tonf/m}^3$

b) Acero de Refuerzo:

- $Fy = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$

### III.4. Análisis de cargas

Una vez realizado el modelo tridimensional de la estructura es necesario evaluar las solicitaciones a las que está sometida. Para ello fueron consideradas tres tipos de acciones, siendo estas, permanentes, variables y accidentales.

#### III.4.1. Acciones permanentes

Estas acciones reciben su nombre dado que su intensidad no varía o varía muy poco con el tiempo, tal es el caso de la carga muerta (CM), la cual incluye el peso propio de los elementos que conforman la estructura, así como los acabados e instalaciones.

#### Carga muerta (CM)

La información necesaria fue recabada y presentada en la evaluación de seguridad estructural realizada en marzo de 2017 (Tesis que precede a ésta) pero en dicho modelo no fueron modeladas las losas y firmes de compresión con elementos tipo placa, sino que su peso fue transmitido directamente a las trabes perimetrales de cada tablero. En consecuencia, los valores de carga muerta se modificaron y están contenidos en las tablas III.1 y III.2.

Tabla III.1. Cargas muertas por unidad de área utilizadas en el modelo analítico

Concepto	Nivel 1 , 2 y 3		Azotea (kgf/m <sup>2</sup> )
	Salones (kgf/m <sup>2</sup> )	Pasillo (kgf/m <sup>2</sup> )	
Herrería	30	---	---
Instalaciones	20	20	20
Plafón con tirol	30	30	30
Acabados	40	---	---
Piso de Terrazo	80	80	---
Relleno	---	---	100
Impermeabilizante	---	---	10
Sobrecarga RCDF	40	40	40
<b>SUMA</b>	<b>240</b>	<b>170</b>	<b>200</b>

Tabla III.2. Peso total del sistema de gradas por nivel

Concepto	(kgf)
Muro de vitricotta	47,060
Murete de tabique	15,880
Concreto de relleno	27,476
Losa de siporex	3,382
<b>SUMA</b>	<b>93,798</b>

Cabe señalar que el peso propio de columnas, traveses y losas están considerados en el modelo puesto que *STAAD.Pro*, calcula éste con base en el volumen y peso volumétrico del material de acuerdo con lo señalado en el capítulo III.3.

#### III.4.2. Acciones variables

A diferencia de las acciones permanentes, las acciones variables se caracterizan por variar en el tiempo de manera significativa, entrando en esta categoría las cargas vivas, los efectos de temperatura, deformaciones por hundimientos diferenciales, y acciones inducidas por el funcionamiento de maquinaria y equipo. (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 690)

#### Cargas Vivas (CV)

En este caso se consideraron las cargas vivas de acuerdo con lo establecido en las NTC-17 siendo la carga viva máxima ( $CV_{max}$ ) utilizada en el diseño ante fuerzas gravitacionales; carga viva instantánea o accidental ( $CV_a$ ) para diseño por sismo y carga viva media ( $CV_{med}$ ) en la estimación de efectos a largo plazo. Por el tipo de análisis realizado, los valores de carga viva media no fueron utilizados.

Tabla III.3. Cargas vivas de acuerdo a su destino (NTC-17)

Destino	CV <sub>med</sub>	CV <sub>a</sub>	CV <sub>max</sub>
Salones	100	180	250
Pasillo	40	150	350
Azotea	15	70	100

### III.4.3. Acciones accidentales

Estas se caracterizan por ser ajenas al funcionamiento normal de la edificación, pudiendo alcanzar intensidades significativas durante lapsos breves de tiempo. En esta categoría están las acciones debidas a sismo, viento, granizo, explosiones, incendios y otros fenómenos de ocurrencia extraordinaria. (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 690).

En este caso en particular, *“para el análisis del inmueble, únicamente se utilizaron las acciones accidentales debidas al sismo, dado que, las fuerzas laterales provocadas por el efecto del sismo son más desfavorables que las inducidas por el viento”*. (López Cruz, 2017, pág. 65)

### III.5. Análisis sísmico

De acuerdo con las NTC-17, el análisis por acciones sísmicas puede realizarse con los métodos estático, dinámico modal espectral y dinámico no lineal paso a paso. El método utilizado fue el dinámico modal espectral puesto que la estructura pertenece al grupo A, subgrupo A2, y presenta gran irregularidad (ver Apéndice B).

De manera estricta, la superestructura cuenta con múltiples grados de libertad; sin embargo, es aceptable suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano que ante movimientos laterales sus deformaciones son despreciables. Además, como el peso está concentrado en los pisos, las fuerzas de inercia se pueden expresar como el producto de la masa por su aceleración lineal y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical, permitiendo así, reducir el análisis a un sistema con tres grados de libertad. (Bazán & Meli, 1999, págs. 99-100).

Adicionalmente se ha considerado que la acción sísmica provoca en la base del edificio un movimiento de translación únicamente en el plano X-Z (horizontal); que las fuerzas sísmicas actúan en el Centro de Masa, CM, que a su vez coincide con el Centro Geométrico, CG, de cada nivel, y que los cortantes de entrepiso son la suma de las fuerzas laterales por sismo, proporcionales a la rigidez de los elementos resistentes verticales.

El análisis modal hace uso de un modelo tridimensional elástico e incluye el efecto de los modos naturales, cuyo periodo de vibrar es ordenado de forma decreciente para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de

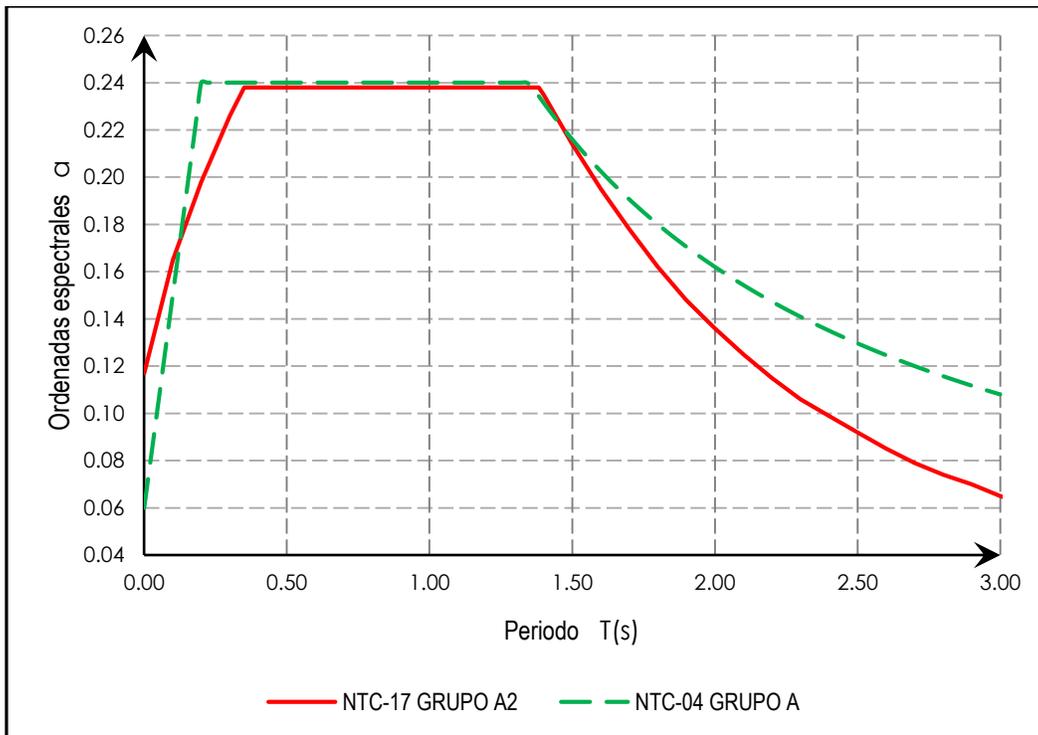
análisis (X, Z) sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. En sistemas de varios grados de libertad al igual que en los de uno, interesa la máxima respuesta que tiene la estructura ante la excitación sísmica por lo que Rosenblueth, propuso que la máxima respuesta del sistema se determine como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales. (Meli, 2011, pág. 435)

Las acciones sísmicas se determinaron a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), desarrollado por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones en la Ciudad de México. Es importante señalar que éstos son diferentes a los utilizados en la evaluación de seguridad estructural de 2017 (ver figura III.6), y se obtuvieron tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- Ubicación: coordenadas 19.326472, -99.182694 (II.1. Ubicación)
- Factor de importancia (Grupo): A2 (II.4. Tipificación de la estructura)
- Factor de irregularidad: Si se realiza un análisis dinámico modal o estático, las condiciones de irregularidad se toman en cuenta considerando un factor igual a 0.8 cuando la estructura es irregular e igual a 0.7 cuando es muy irregular (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 66). De acuerdo con el Apéndice B, el valor utilizado fue 0.7.
- Factor de comportamiento sísmico (Q): En la tabla 4.2.1, factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto de las NTC-17, se establece que para marcos de ductilidad baja (supuesta), se usará Q igual a 2.
- Factor de hiperestaticidad ( $k_1$ ): La estructuración del edificio no concuerda con ninguno de los sistemas estructurales considerados en la tabla III.4, por lo que se decidió utilizar el valor más desfavorable,  $k_1$  igual a 0.8.

Tabla III.4. Factores de corrección por hiperestaticidad

Sistema estructural	$k_1$
Para sistema estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis.	0.80
Para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.	1.00
Para los sistemas estructurales duales.	1.25



Fuente: Elaboración propia

Figura III.6. Comparación entre espectros de diseño

Tabla III.5. Propiedades del espectro de diseño de acuerdo con las NTC-17

Propiedad	Valor
$T_s$ , periodo dominante del sitio	0.470 (s)
$a_0$ , coeficiente de aceleración del terreno	0.119
$c$ , ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro elástico	0.326
$T_a$ , periodo característico que marca el inicio de la meseta del espectro de diseño	0.350 (s)
$T_b$ , periodo característico que marca el final de la meseta del espectro de diseño	1.383 (s)
$k$ , cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura	1.500
$a_{max}$ , ordenada espectral máxima de diseño	0.238

Además de las ordenadas espectrales, fue necesario ingresar al modelo los valores correspondientes a la masa traslacional ( $M_T$ ) y rotacional ( $M_R$ ) del edificio para cada nivel.

$$M_T = M_x = M_y = \frac{W_t}{g} \quad (III.1)$$

$$M_R = M_T \left( \frac{I_x + I_y}{A} \right) \quad (III.2)$$

STAAD Pro divide automáticamente las cargas entre la aceleración de la gravedad para obtener la masa, además, el peso propio del edificio está incluido en el modelo por lo que basta con calcular la carga adicional en cada nivel  $W_{ad}$  así como los momentos de inercia y el área. Dicho lo anterior, las ecuaciones III.1 y III.2 se pueden expresar en este caso como:

$$M_T = M_z = M_x = W_{ad} \quad (III.1a)$$

$$M_R = W_{ad} \left( \frac{I_z + I_x}{A} \right) \quad (III.2b)$$

Donde

$$W_{ad} = CM + CV_a \text{ (sin considerar el peso propio)}$$

$$I_z, I_x = \text{Momentos de inercia, en las direcciones X y Z de cada nivel}$$

$$A = \text{Área de cada nivel}$$

Con la información contenida en las figuras III.2 a la III.5 y aplicando las ecuaciones III.1a y III.2b se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla III.6.

Tabla III.6. Masa traslacional y rotacional

Nivel	$M_T$ (ton)	Propiedades geométricas			$\frac{I_z + I_x}{A}$ (m <sup>2</sup> )	$M_R$ (ton m s <sup>2</sup> )
		$I_z$ (m <sup>4</sup> )	$I_x$ (m <sup>4</sup> )	$A$ (m <sup>2</sup> )		
AZ	185.53	6,969.86	118,672.76	585.41	214.62	39,818.24
N3	312.47	6,969.86	118,672.76	585.41	214.62	67,062.27
N2	338.22	6,969.86	118,672.76	585.41	214.62	72,589.00
N1	622.02	65,314.10	439,820.57	1,399.68	360.89	224,482.70

### III.5.1. Revisión por cortante basal

Cuando se realiza un análisis modal espectral la relación entre el cortante basal y el peso de la estructura al nivel de desplante  $V_0/W_0$  no debe tener un valor menor que el de  $a_{min}$ , establecido en la sección 1.7 de las NTC-17. Dicho de otra manera, la fuerza cortante obtenida con el análisis dinámico modal no debe ser menor que  $a_{min} W_0$ ; si esto no se cumple, las fuerzas de diseño se incrementan en una proporción tal que  $V_0$  alcance ese valor.

$$V_0 > a_{min} w_0 \quad (III.3)$$

De acuerdo con el análisis de cargas y la tabla VIII.1:

$$W_0 = 3,454.49 \text{ tonf}$$

$$V_0 = 526.11 \text{ tonf}$$

Por otro lado,  $a_{min}$  adquiere el valor de 0.03 cuando  $T_s < 0.5$  y 0.05 si  $T_s \geq 1.0$  siendo  $T_s$  el periodo dominante más largo del terreno. Para la ubicación de la estructura, SASID reporta un valor de  $T_s = 0.470 \text{ s}$  (tabla III.5) por lo tanto,  $a_{min} = 0.03$ .

Entonces,

$$a_{min}W_0 = 0.03(3,454.49 \text{ tonf}) = 103.63 \text{ tonf}$$

Aplicando la desigualdad III.3:  $526.11 > 103.63 \text{ (tonf)}$ , por lo tanto, no es necesario incrementar las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis modal.

### III.5.2. Efectos de torsión

En la evaluación de seguridad estructural (marzo de 2017), se tomó en cuenta la torsión accidental causada por la incertidumbre en el cálculo de masas, rigideces, el movimiento torsional del suelo y demás efectos que podrían estarse omitiendo. Esta torsión fue obtenida como el 10% del producto de la fuerza sísmica dinámica y la dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección de la excitación sísmica analizada. Sin embargo, las NTC-17 establecen que el momento torsional debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (\text{III.4})$$

$$e_s - e_a \quad (\text{III.5})$$

Siendo  $e_s$  la excentricidad torsional y  $e_a$  la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica. Para cada nivel su valor será:

$$e_{ai} = \left[ 0.05 + \frac{0.05(i-1)}{n-1} \right] b_i \quad (\text{III.6})$$

Donde  $b_i$  es la dimensión del  $i$ -ésimo piso en la dirección perpendicular a la de análisis y  $n$ , el número de pisos del sistema estructural.

Por otro lado, las fuerzas laterales dinámicas se calcularon estáticamente en función de los cortantes dinámicos de entrepiso por medio de la ecuación III.7.

$$F_{Di} = V_{Dj} - V_{Dj+1} \quad (\text{III.7})$$

Donde  $V_{Dj}$  es el cortante dinámico de entrepiso mostrado en las tablas VIII.1 y VIII.2 del Apéndice A.

La ecuación III.4 resultó ser la más desfavorable, por lo que la torsión debida a la acción sísmica se calculó como,

$$T_i = F_{Di} \cdot (1.5e_{si} + e_{ai}) \quad (III.8)$$

Aplicando las ecuaciones III.4 a la III.8 se obtuvieron los resultados presentados en la tabla III.7.

Tabla III.7. Efectos de torsión debidos a la acción sísmica

Nivel	Dirección X						Dirección Z					
	$e_{si}$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$1.5e_s + e_a$ (m)	$V_{Dj}$ (tonf)	$F_{Dj}$ (tonf)	$T_i$ (tonf m)	$e_{si}$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$1.5e_s + e_a$ (m)	$V_{Dj}$ (tonf)	$F_{Dj}$ (tonf)	$T_i$ (tonf m)
<b>AZ</b>	0.41	5.14	5.76	197.12	197.12	1134.80	0.95	1.19	2.61	207.38	207.38	541.52
<b>N3</b>	0.41	4.28	4.89	336.77	139.64	683.11	0.94	0.99	2.40	349.59	142.22	340.95
<b>N2</b>	0.40	3.43	4.03	419.86	83.09	334.49	0.94	0.79	2.21	431.03	81.44	179.91
<b>N1</b>	0.72	3.24	4.33	526.11	106.25	459.69	0.22	1.35	1.68	578.96	147.93	247.78

Es importante mencionar que las ecuaciones III.4 y III.5 toman en cuenta el efecto producido por la excentricidad torsional aun cuando dicho efecto está ya implícito en el análisis modal espectral. Además, su origen está basado en estudios a modelos simplificados de un solo nivel, por lo que extrapolarlo a edificios reales resulta cuestionable (Zárate, Ayala, & García, 2003). En estricto rigor solo sería necesario el cálculo de la excentricidad accidental.

Dicho lo anterior y dado que, cuando las fuerzas sísmicas se aplican concurrentemente en dos direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada simultáneamente en ambas direcciones, pero si en la de mayor efecto; se tuvieron que modificar las combinaciones de carga puesto que anteriormente se tomaba en cuenta este efecto de manera simultánea. (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 53).

### III.6. Cargas actuantes en la estructura

Todas las acciones permanentes, variables y accidentales que actúan en el inmueble conforman un total de siete condiciones básicas de carga que posteriormente son combinadas y afectadas por ciertos factores de carga de acuerdo con la normatividad vigente para analizar y garantizar la integridad de la estructura ante una situación extraordinaria.

### III.6.1. Condiciones básicas de carga

C01= Carga muerta	$CM$
C02= Carga viva máxima	$CV_{max}$
C03= Carga viva instantánea	$CV_a$
C04= Sismo dinámico en dirección X	$S_{DX}$
C05= Sismo dinámico en dirección Z	$S_{DZ}$
C06= Torsión accidental debida al sismo en dirección X	$T_X$
C07= Torsión accidental debida al sismo en dirección Z	$T_Z$

### III.6.2. Combinaciones de carga para la revisión de los estados límite de seguridad contra colapso

$$\begin{aligned}C08 &= 1.0 [CM + CV_{max}] \\C09 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (S_{DX} + T_X + 0.30 S_{DZ})] \\C10 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (S_{DX} + T_X - 0.30 S_{DZ})] \\C11 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (- S_{DX} - T_X + 0.30 S_{DZ})] \\C12 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (- S_{DX} - T_X - 0.30 S_{DZ})] \\C13 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (0.30 S_{DX} + S_{DZ} + T_Z)] \\C14 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (0.30 S_{DX} - S_{DZ} - T_Z)] \\C15 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (- 0.30 S_{DX} + S_{DZ} + T_Z)] \\C16 &= 1.0 [CM + CV_a + Q (- 0.30 S_{DX} - S_{DZ} - T_Z)]\end{aligned}$$

### III.6.3. Combinaciones de carga para la revisión de los estados límite de falla

$$\begin{aligned}C17 &= 1.5 CM + 1.7 CV_{max} \\C18 &= 1.1 [CM + CV_a + S_{DX} + T_X + 0.30 S_{DZ}] \\C19 &= 1.1 [CM + CV_a + S_{DX} + T_X - 0.30 S_{DZ}] \\C20 &= 1.1 [CM + CV_a - S_{DX} - T_X + 0.30 S_{DZ}] \\C21 &= 1.1 [CM + CV_a - S_{DX} - T_X - 0.30 S_{DZ}] \\C22 &= 1.1 [CM + CV_a + 0.30 S_{DX} + S_{DZ} + T_Z] \\C23 &= 1.1 [CM + CV_a + 0.30 S_{DX} - S_{DZ} - T_Z] \\C24 &= 1.1 [CM + CV_a - 0.30 S_{DX} + S_{DZ} + T_Z] \\C25 &= 1.1 [CM + CV_a - 0.30 S_{DX} - S_{DZ} - T_Z]\end{aligned}$$

La combinación C17 tiene los factores de carga 1.5 y 1.7 debido a que las NTC-17 establecen que para cargas permanentes y variables los factores de carga deben ser 1.3 y 1.5 respectivamente. Pero cuando el inmueble está clasificado dentro del grupo A estos deben incrementarse a 1.5 y 1.7.

#### III.6.4. Combinaciones de carga para el cumplimiento de limitación de daños ante sismos frecuentes

$$C26 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (S_{DX} + T_X + 0.30 S_{DZ})]$$

$$C27 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (S_{DX} + T_X - 0.30 S_{DZ})]$$

$$C28 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (- S_{DX} - T_X + 0.30 S_{DZ})]$$

$$C29 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (- S_{DX} - T_X - 0.30 S_{DZ})]$$

$$C30 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (0.30 S_{DX} + S_{DZ} + T_Z)]$$

$$C31 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (0.30 S_{DX} - S_{DZ} - T_Z)]$$

$$C32 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (- 0.30 S_{DX} + S_{DZ} + T_Z)]$$

$$C33 = 1.0 [CM + CV_a + Q'RK_S (- 0.30 S_{DX} - S_{DZ} - T_Z)]$$

#### IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS

Toda edificación debe contar con un sistema estructural capaz de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las acciones permanentes, variables y accidentales.

La normatividad vigente tiene como objetivo garantizar un comportamiento adecuado de la estructura tal que:

- a) Bajo sismos frecuentes durante la vida útil de la estructura, se tengan como máximo, daños que no produzcan la interrupción de la ocupación del edificio.
- b) Bajo la acción sísmica, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas; pero, se contempla que pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales importantes que afecten el funcionamiento del edificio.

##### IV.1. Revisión de Estados Límite de Servicio

En este estado límite se comprende que la estructura aún puede soportar cargas, pero su funcionamiento ya no es el correcto debido a la aparición de grandes desplazamientos, agrietamientos y/o vibraciones excesivas. Los desplazamientos son revisados por medio de las distorsiones de entrepiso, las cuales se definen como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos que lo delimitan entre la diferencia de elevaciones correspondiente. (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 51)

##### IV.1.1. Estado límite de seguridad contra colapso

Para su cumplimiento, las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño no deben exceder el valor límite ( $\Psi_{max}$ ) estipulado en la tabla 4.2.1, factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto de las NTC-17. En dicha tabla, para una estructuración a base de marcos de concreto con ductilidad baja (supuesta),  $\Psi_{max} = 0.015$ .

Adicionalmente, las fuerzas sísmicas fueron multiplicadas por  $Q'R$  puesto que el espectro de diseño contempla solicitaciones reducidas. Las combinaciones C12 y C14 fueron las más desfavorables en la dirección de análisis X y Z respectivamente.

#### IV.1.2. Limitación de daños ante sismos frecuentes

Para el cumplimiento de este requisito las distorsiones de entrepiso no deben exceder el valor de 0.002 cuando los elementos no estructurales son incapaces de soportar grandes deformaciones. En este caso las distorsiones se calculan con base en los espectros de diseño pero multiplicando las fuerzas sísmicas por  $Q'R$  y por el factor  $K_s$ .

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (\text{IV.1})$$

Aplicando la ecuación IV.1 para  $T_s = 0.484 s$ ;  $K_s = 0.167$ . En este caso, las combinaciones C29 y C31 resultaron ser las más desfavorables en la dirección de análisis X y Z respectivamente.

En las tablas IV.1 y IV.2 se muestran los desplazamientos y distorsiones obtenidas para las dos condiciones anteriormente mencionadas de manera tal que, los valores en color verde son calificados como aceptables y aquellos en color rojo como inaceptables. Las distorsiones se evaluaron con la ecuación IV.2 para cada marco principal mostrado en las figuras IV.1 a la IV.9. Adicionalmente, en las figuras IV.10 a la IV.15, se observan los desplazamientos presentados.

$$\Psi_i = \frac{\Delta_i}{H_j} \quad (\text{IV.2})$$

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (\text{IV.3})$$

Donde

$\Delta_i$  = desplazamiento relativo entre niveles

$H_j$  = altura del entrepiso analizado

$\delta_i$  = desplazamiento absoluto

Tabla IV.1. Distorsiones de entrepiso para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, estructura original

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 12			Combinación de carga 14		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi = \Delta x / H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi = \Delta z / H_i$
Z	1027	312.50	0.06	0.06	0.0002	2.35	2.35	0.0075
	1052	312.50	0.06	0.06	0.0002	2.27	2.27	0.0072
A	1028	312.50	0.14	0.14	0.0005	2.35	2.35	0.0075
	1053	312.50	0.14	0.14	0.0005	2.27	2.27	0.0072
B	1031	312.50	0.43	0.43	0.0014	2.35	2.35	0.0075
	1056	312.50	0.43	0.43	0.0014	2.27	2.27	0.0072
	2178	382.50	2.88	2.45	0.0064	8.84	6.50	0.0170
	2673	382.50	2.88	2.45	0.0064	7.98	5.71	0.0149
	3178	360.00	6.50	3.62	0.0101	19.96	11.12	0.0309
	3673	360.00	6.50	3.62	0.0101	17.89	9.92	0.0275
	4178	360.00	8.67	2.17	0.0060	26.12	6.16	0.0171
C	4673	360.00	8.67	2.17	0.0060	23.34	5.45	0.0151
	1034	312.50	0.71	0.71	0.0023	2.35	2.35	0.0075
	1059	312.50	0.71	0.71	0.0023	2.27	2.27	0.0072
	2187	382.50	3.94	3.23	0.0084	8.84	6.50	0.0170
	2682	382.50	3.94	3.23	0.0084	7.98	5.71	0.0149
	3187	360.00	8.76	4.82	0.0134	19.96	11.12	0.0309
	3682	360.00	8.76	4.82	0.0134	17.89	9.92	0.0275
	4187	360.00	11.76	3.00	0.0083	26.12	6.16	0.0171
D	4682	360.00	11.76	3.00	0.0083	23.34	5.45	0.0151
	1037	312.50	1.00	1.00	0.0032	2.35	2.35	0.0075
	1062	312.50	1.00	1.00	0.0032	2.27	2.27	0.0072
	1102	312.50	1.00	1.00	0.0032	2.14	2.14	0.0068
	2196	382.50	5.00	4.01	0.0105	8.84	6.50	0.0170
	2691	382.50	5.00	4.01	0.0105	7.98	5.71	0.0149
	3196	360.00	11.01	6.01	0.0167	19.96	11.12	0.0309
	3691	360.00	11.01	6.01	0.0167	17.89	9.92	0.0275
	4196	360.00	14.85	3.83	0.0106	26.12	6.16	0.0171
	4691	360.00	14.85	3.83	0.0106	23.34	5.45	0.0151

Tabla IV.1. Distorsiones de entrepiso para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, estructura original (continuación)

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 12			Combinación de carga 14		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi=\Delta x/H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi=\Delta z/H_i$
E	1040	312.50	1.30	1.30	0.0042	2.35	2.35	0.0075
	1065	312.50	1.30	1.30	0.0042	2.27	2.27	0.0072
	1105	312.50	1.30	1.30	0.0042	2.14	2.14	0.0068
	2205	382.50	6.10	4.80	0.0125	8.84	6.50	0.0170
	2700	382.50	6.10	4.80	0.0125	7.98	5.71	0.0149
	3205	360.00	13.28	7.18	0.0200	19.96	11.12	0.0309
	3700	360.00	13.28	7.18	0.0200	17.89	9.92	0.0275
	4205	360.00	17.96	4.68	0.0130	26.12	6.16	0.0171
	4700	360.00	17.96	4.68	0.0130	23.34	5.45	0.0151
F	1043	312.50	1.58	1.58	0.0051	2.35	2.35	0.0075
	1068	312.50	1.58	1.58	0.0051	2.27	2.27	0.0072
	1108	312.50	1.58	1.58	0.0051	2.14	2.14	0.0068
	2214	382.50	7.14	5.56	0.0145	8.84	6.50	0.0170
	2709	382.50	7.14	5.56	0.0145	7.98	5.71	0.0149
	3214	360.00	15.53	8.39	0.0233	19.96	11.12	0.0309
	3709	360.00	15.53	8.39	0.0233	17.89	9.92	0.0275
	4214	360.00	21.04	5.50	0.0153	26.12	6.16	0.0171
	4709	360.00	21.04	5.50	0.0153	23.34	5.45	0.0151
G	1046	312.50	1.87	1.87	0.0060	2.35	2.35	0.0075
	1071	312.50	1.87	1.87	0.0060	2.27	2.27	0.0072
	2223	382.50	8.21	6.34	0.0166	8.84	6.50	0.0170
	2718	382.50	8.21	6.34	0.0166	7.98	5.71	0.0149
	3223	360.00	17.80	9.59	0.0266	19.96	11.12	0.0309
	3718	360.00	17.80	9.59	0.0266	17.89	9.92	0.0275
	4223	360.00	24.13	6.34	0.0176	26.12	6.16	0.0171
	4718	360.00	24.13	6.34	0.0176	23.34	5.45	0.0151
H	1049	312.50	2.16	2.16	0.0069	2.35	2.35	0.0075
	1074	312.50	2.16	2.16	0.0069	2.27	2.27	0.0072
	2232	382.50	9.28	7.12	0.0186	8.84	6.50	0.0170
	2727	382.50	9.28	7.12	0.0186	7.98	5.71	0.0149
	3232	360.00	20.06	10.78	0.0299	19.96	11.12	0.0309
	3727	360.00	20.06	10.78	0.0299	17.89	9.92	0.0275
	4232	360.00	27.23	7.17	0.0199	26.12	6.16	0.0171
	4727	360.00	27.23	7.17	0.0199	23.34	5.45	0.0151

Tabla IV.2. Distorsiones de entrepiso para revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes, estructura original

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 29			Combinación de carga 31		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi=\Delta x/H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi=\Delta z/H_i$
Z	1027	312.50	0.02	0.02	0.0001	0.39	0.39	0.0012
	1052	312.50	0.02	0.02	0.0001	0.37	0.37	0.0012
A	1028	312.50	0.03	0.03	0.0001	0.39	0.39	0.0012
	1053	312.50	0.03	0.03	0.0001	0.37	0.37	0.0012
B	1031	312.50	0.08	0.08	0.0003	0.39	0.39	0.0012
	1056	312.50	0.08	0.08	0.0003	0.37	0.37	0.0012
	2178	382.50	0.62	0.54	0.0014	1.47	1.08	0.0028
	2673	382.50	0.62	0.54	0.0014	1.33	0.96	0.0025
	3178	360.00	1.42	0.80	0.0022	3.32	1.85	0.0051
	3673	360.00	1.42	0.80	0.0022	2.99	1.66	0.0046
	4178	360.00	2.02	0.59	0.0016	4.35	1.03	0.0029
	4673	360.00	2.02	0.59	0.0016	3.92	0.93	0.0026
C	1034	312.50	0.13	0.13	0.0004	0.39	0.39	0.0012
	1059	312.50	0.13	0.13	0.0004	0.37	0.37	0.0012
	2187	382.50	0.79	0.67	0.0017	1.47	1.08	0.0028
	2682	382.50	0.79	0.67	0.0017	1.33	0.96	0.0025
	3187	360.00	1.78	0.99	0.0028	3.32	1.85	0.0051
	3682	360.00	1.78	0.99	0.0028	2.99	1.66	0.0046
	4187	360.00	2.50	0.72	0.0020	4.35	1.03	0.0029
	4682	360.00	2.50	0.72	0.0020	3.92	0.93	0.0026
D	1037	312.50	0.18	0.18	0.0006	0.39	0.39	0.0012
	1062	312.50	0.18	0.18	0.0006	0.37	0.37	0.0012
	1102	312.50	0.18	0.18	0.0006	0.35	0.35	0.0011
	2196	382.50	0.97	0.79	0.0021	1.47	1.08	0.0028
	2691	382.50	0.97	0.79	0.0021	1.33	0.96	0.0025
	3196	360.00	2.14	1.18	0.0033	3.32	1.85	0.0051
	3691	360.00	2.14	1.18	0.0033	2.99	1.66	0.0046
	4196	360.00	2.99	0.85	0.0023	4.35	1.03	0.0029
	4691	360.00	2.99	0.85	0.0023	3.92	0.93	0.0026

Tabla IV.2. Distorsiones de entrepiso para revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes, estructura original (continuación)

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 29			Combinación de carga 31		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi=\Delta x/H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi=\Delta z/H_i$
E	1040	312.50	0.23	0.23	0.0007	0.39	0.39	0.0012
	1065	312.50	0.23	0.23	0.0007	0.37	0.37	0.0012
	1105	312.50	0.23	0.23	0.0007	0.35	0.35	0.0011
	2205	382.50	1.14	0.92	0.0024	1.47	1.08	0.0028
	2700	382.50	1.14	0.92	0.0024	1.33	0.96	0.0025
	3205	360.00	2.51	1.36	0.0038	3.32	1.85	0.0051
	3700	360.00	2.51	1.36	0.0038	2.99	1.66	0.0046
	4205	360.00	3.48	0.97	0.0027	4.35	1.03	0.0029
	4700	360.00	3.48	0.97	0.0027	3.92	0.93	0.0026
F	1043	312.50	0.27	0.27	0.0009	0.39	0.39	0.0012
	1068	312.50	0.27	0.27	0.0009	0.37	0.37	0.0012
	1108	312.50	0.27	0.27	0.0009	0.35	0.35	0.0011
	2214	382.50	1.31	1.04	0.0027	1.47	1.08	0.0028
	2709	382.50	1.31	1.04	0.0027	1.33	0.96	0.0025
	3214	360.00	2.87	1.55	0.0043	3.32	1.85	0.0051
	3709	360.00	2.87	1.55	0.0043	2.99	1.66	0.0046
	4214	360.00	3.96	1.10	0.0031	4.35	1.03	0.0029
	4709	360.00	3.96	1.10	0.0031	3.92	0.93	0.0026
G	1046	312.50	0.32	0.32	0.0010	0.39	0.39	0.0012
	1071	312.50	0.32	0.32	0.0010	0.37	0.37	0.0012
	2223	382.50	1.49	1.16	0.0030	1.47	1.08	0.0028
	2718	382.50	1.49	1.16	0.0030	1.33	0.96	0.0025
	3223	360.00	3.23	1.74	0.0048	3.32	1.85	0.0051
	3718	360.00	3.23	1.74	0.0048	2.99	1.66	0.0046
	4223	360.00	4.45	1.23	0.0034	4.35	1.03	0.0029
	4718	360.00	4.45	1.23	0.0034	3.92	0.93	0.0026
	H	1049	312.50	0.37	0.37	0.0012	0.39	0.39
1074		312.50	0.37	0.37	0.0012	0.37	0.37	0.0012
2232		382.50	1.66	1.29	0.0034	1.47	1.08	0.0028
2727		382.50	1.66	1.29	0.0034	1.33	0.96	0.0025
3232		360.00	3.59	1.93	0.0054	3.32	1.85	0.0051
3727		360.00	3.59	1.93	0.0054	2.99	1.66	0.0046
4232		360.00	4.94	1.35	0.0038	4.35	1.03	0.0029
4727		360.00	4.94	1.35	0.0038	3.92	0.93	0.0026

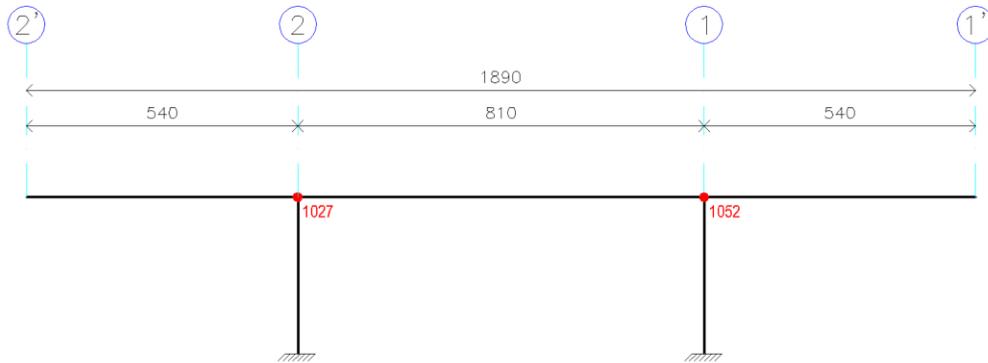


FIGURA IV.1. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE Z

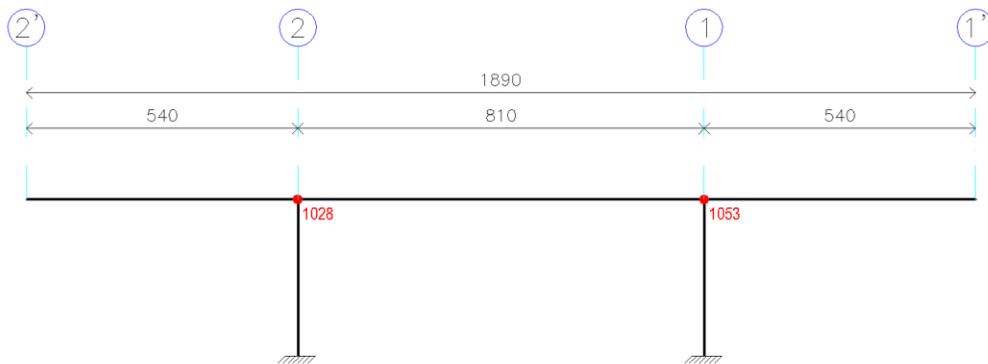


FIGURA IV.2. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE A

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

S I M B O L O G Í A

- NUDO COLUMNA

			
Tesis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Revisó:	Archivo:	Escala:
REFORZAMIENTO	JGCh	CAP. IV	1:150
Dibujo:		Fecha:	
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN Z Y A		SEP. 2018	
		(N.I.V.2)	

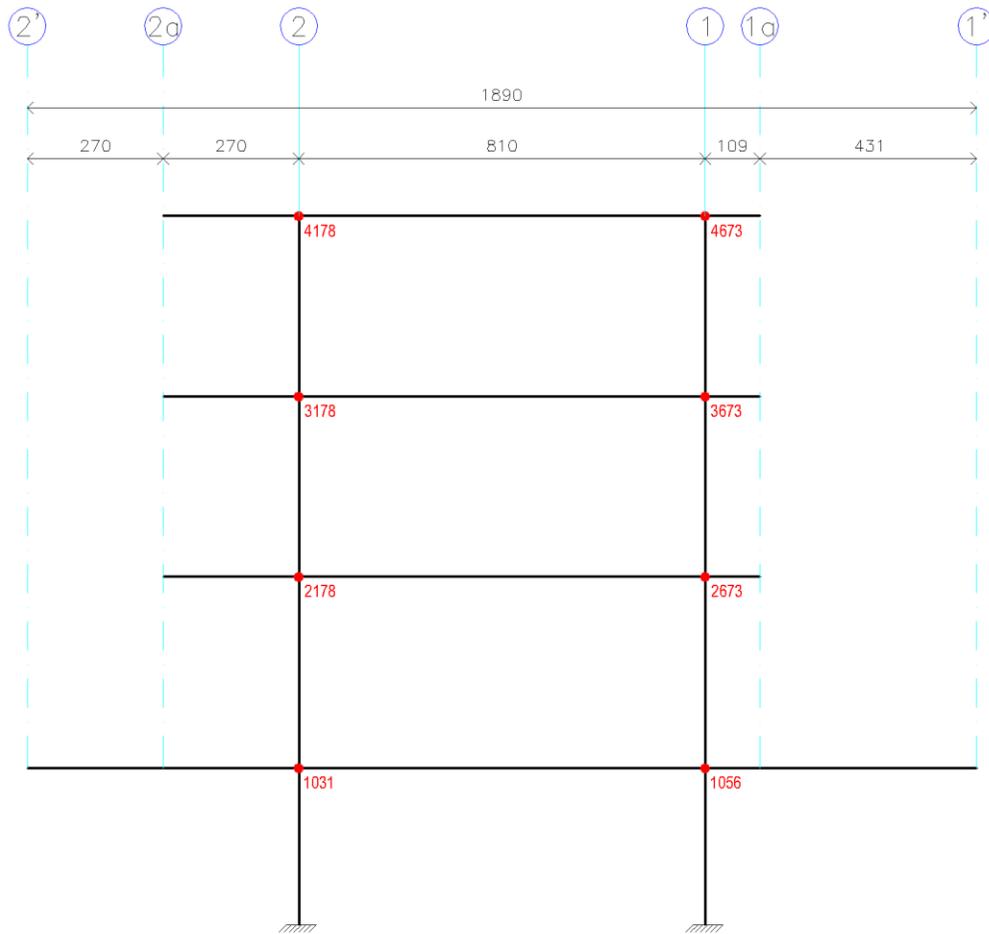


FIGURA IV.3. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE B

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

S I M B O L O G Í A

- NUDO COLUMNA

 Testis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Revisó:	Archivo:	Escala:
REFORZAMIENTO	JGCh	CAP. IV	1:150
Grupo:	Fórmula:	Figura:	
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO B	SEP. 2018	IV.3	

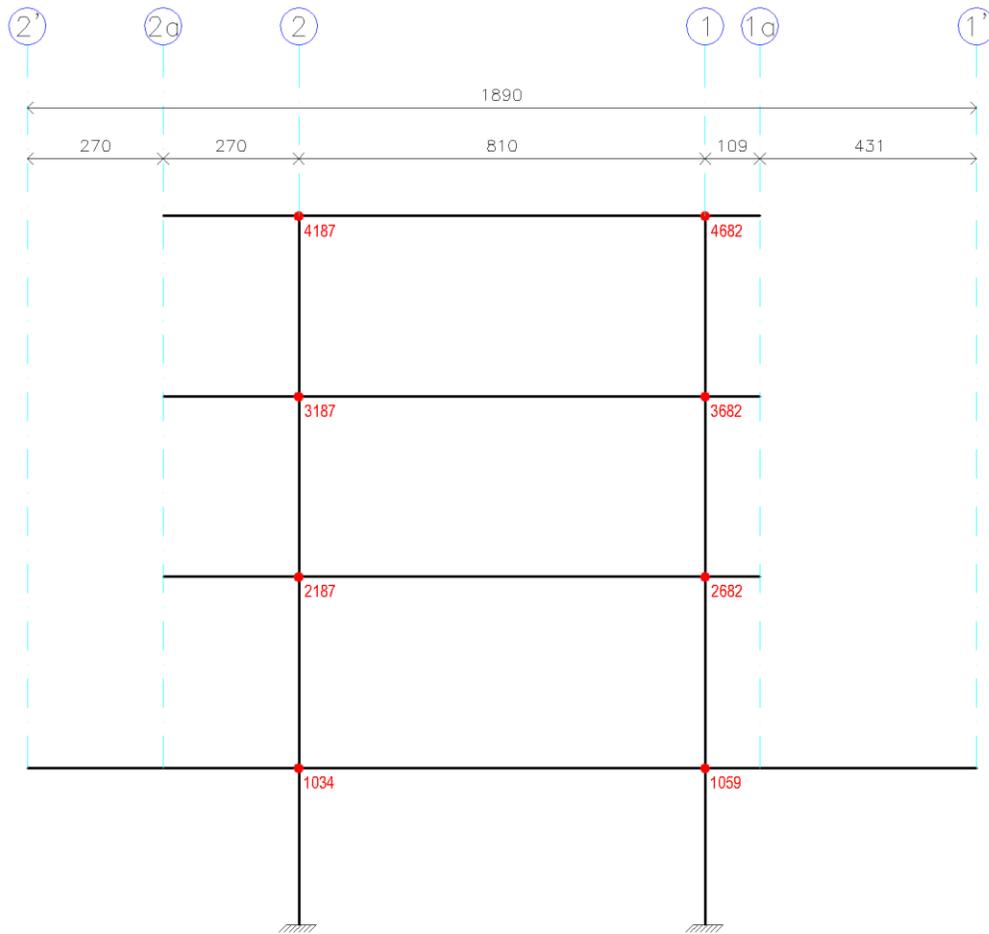


FIGURA IV.4. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE C

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

S I M B O L O G Í A

- NUDO COLUMNA

				Tesis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO							
Presenta:				JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis:				ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	REFORZAMIENTO	Revisó:	JGCh	Archivo:	CAP. IV	Escala:	1:150
Dibujo:	IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO C	Féctor:	SEP. 2018	Figura:	IV.4		

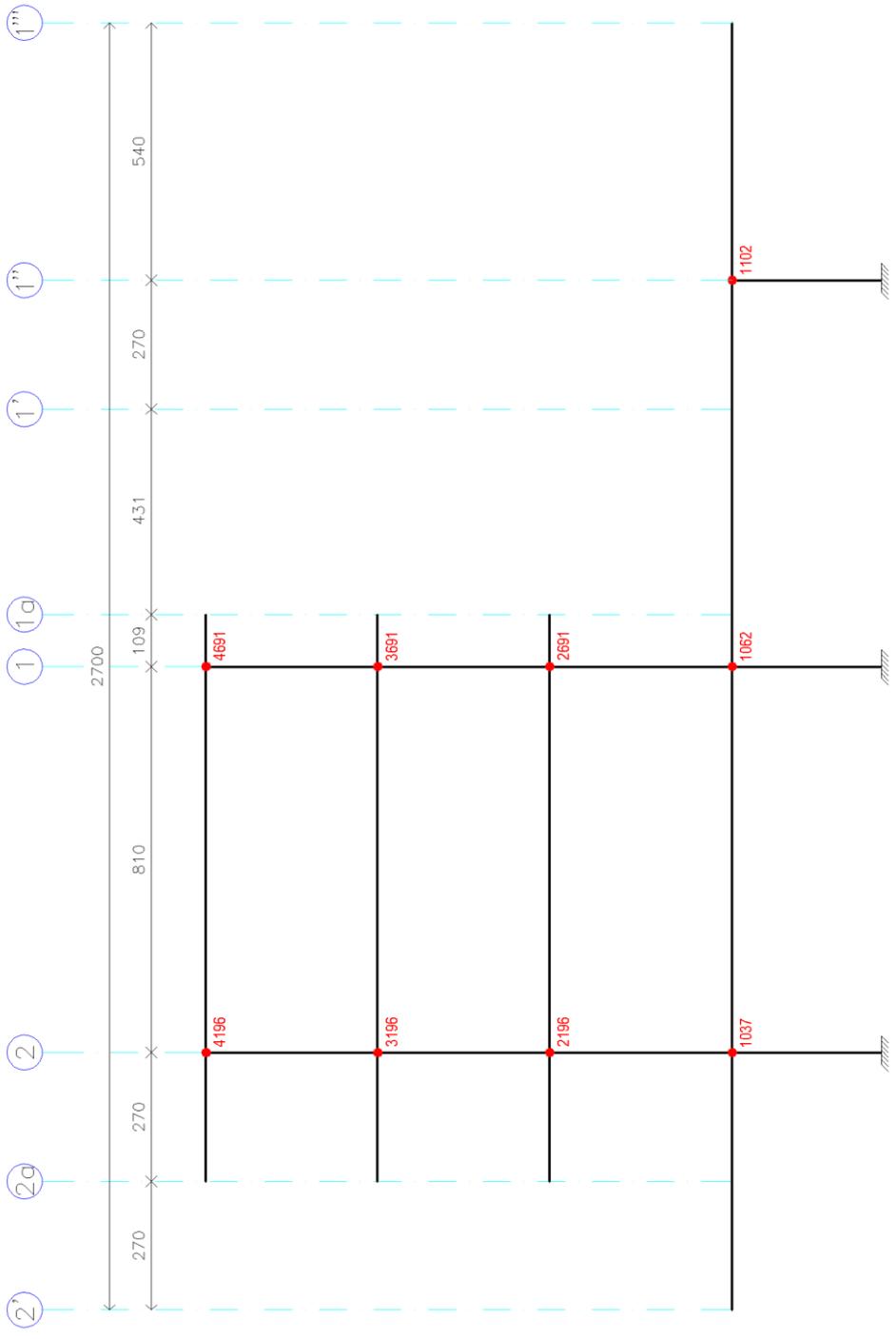


FIGURA IV.5. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE D

N O T A S  
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS  
 S I M B O L O G Í A  
 • NUDO COLUMNA

Tesis Profesional



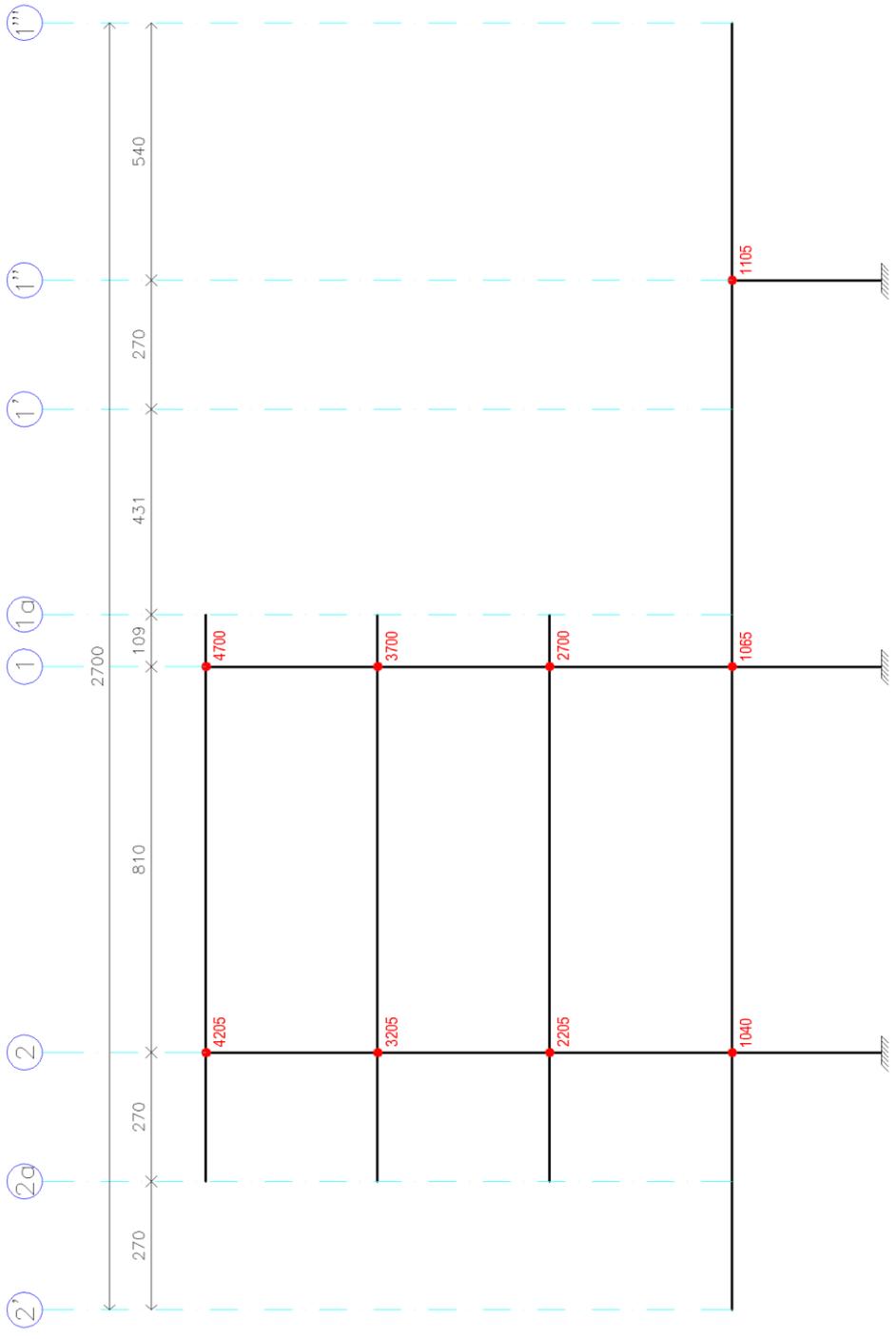
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité: REFORZAMIENTO (Fecha: JGCH) Asesor: CAP. IV (Fecha: 11/15)

Publicado: IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO D (Fecha: SEP. 2018) (IV.5)



N O T A S  
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS  
 S I M B O L O G I A  
 • NUDO COLUMNA

FIGURA IV.6. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE E

Tesis Profesional



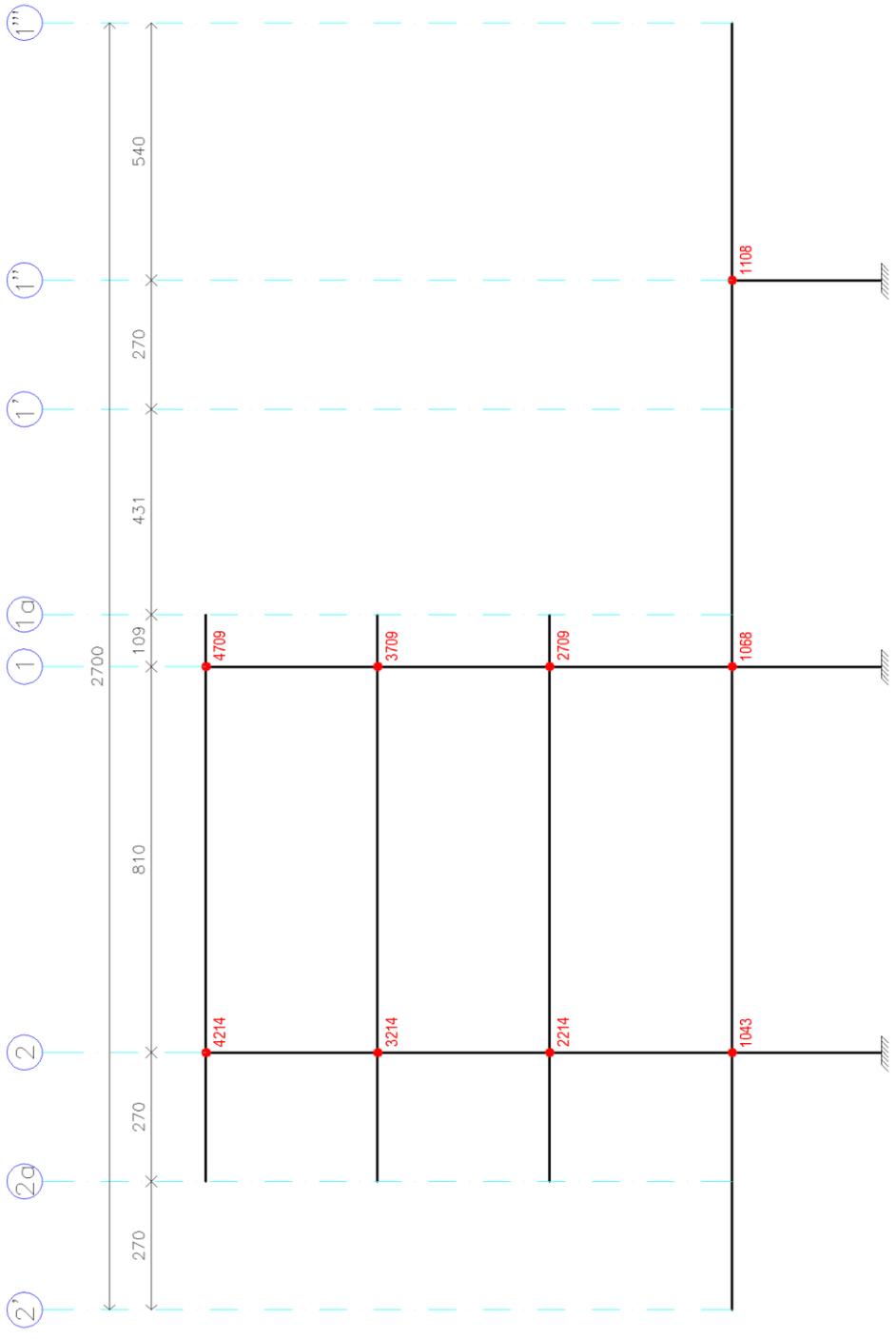
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité: REFORZAMIENTO (Fecha: JGCH) Asesor: CAP. IV (Fecha: 11/15)

Publicado: IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO E (Fecha: SEP. 2018) (IV.6)



N O T A S  
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS  
 S I M B O L O G I A  
 • NUDO COLUMNA

FIGURA IV.7. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE F

Tesis Profesional



Director de Tesis: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES  
 Director de Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ  
 Comité: REFORZAMIENTO (Fecha: JGCH) Asesor: CAP. IV (Fecha: 11/15)  
 Puntos: IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO F (Fecha: MAR. 2018) (IV.7) (Fecha: SEP. 2018) (IV.7)

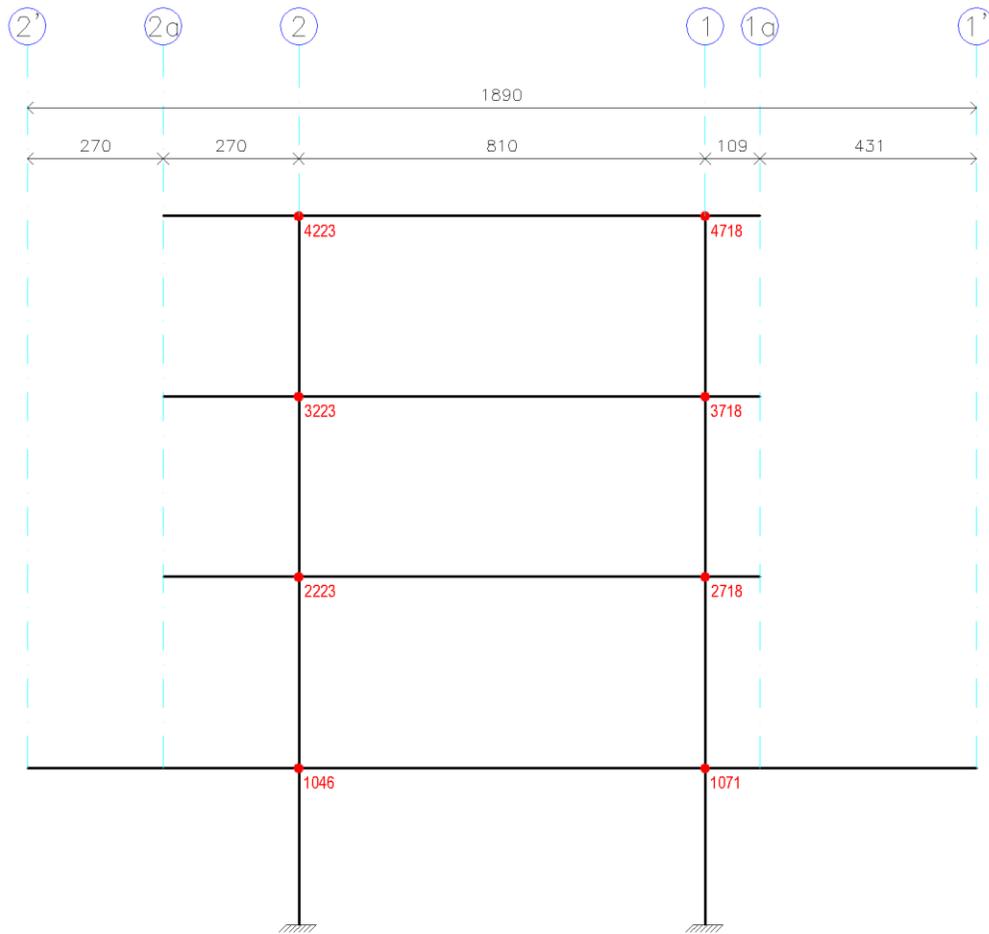


FIGURA IV.8. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE G

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

S I M B O L O G Í A

- NUDO COLUMNA

				Tesis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO							
Presenta:				JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis:				ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	REFORZAMIENTO	Revisó:	JGCh	Archivó:	CAP. IV	Escala:	1:150
Dibujó:	IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO G			Fechó:	SEP. 2018	Figura:	IV.B

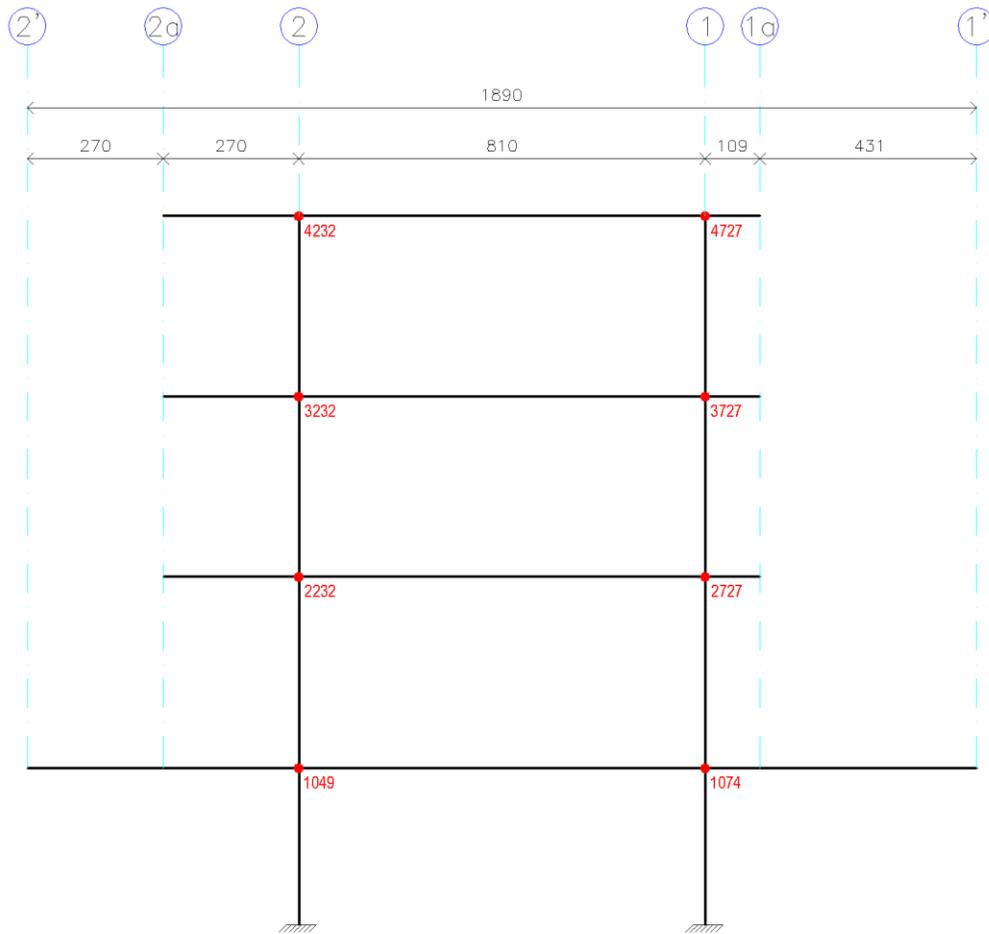


FIGURA IV.9. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN MARCO EJE H

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

S I M B O L O G Í A

- NUDO COLUMNA

 Teste Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Revisó:	Archivo:	Escala:
REFORZAMIENTO	JGCh	CAP. IV	1:150
Dibujo:			
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO H		Fecha:	Figura:
		SEP. 2018	IV.9

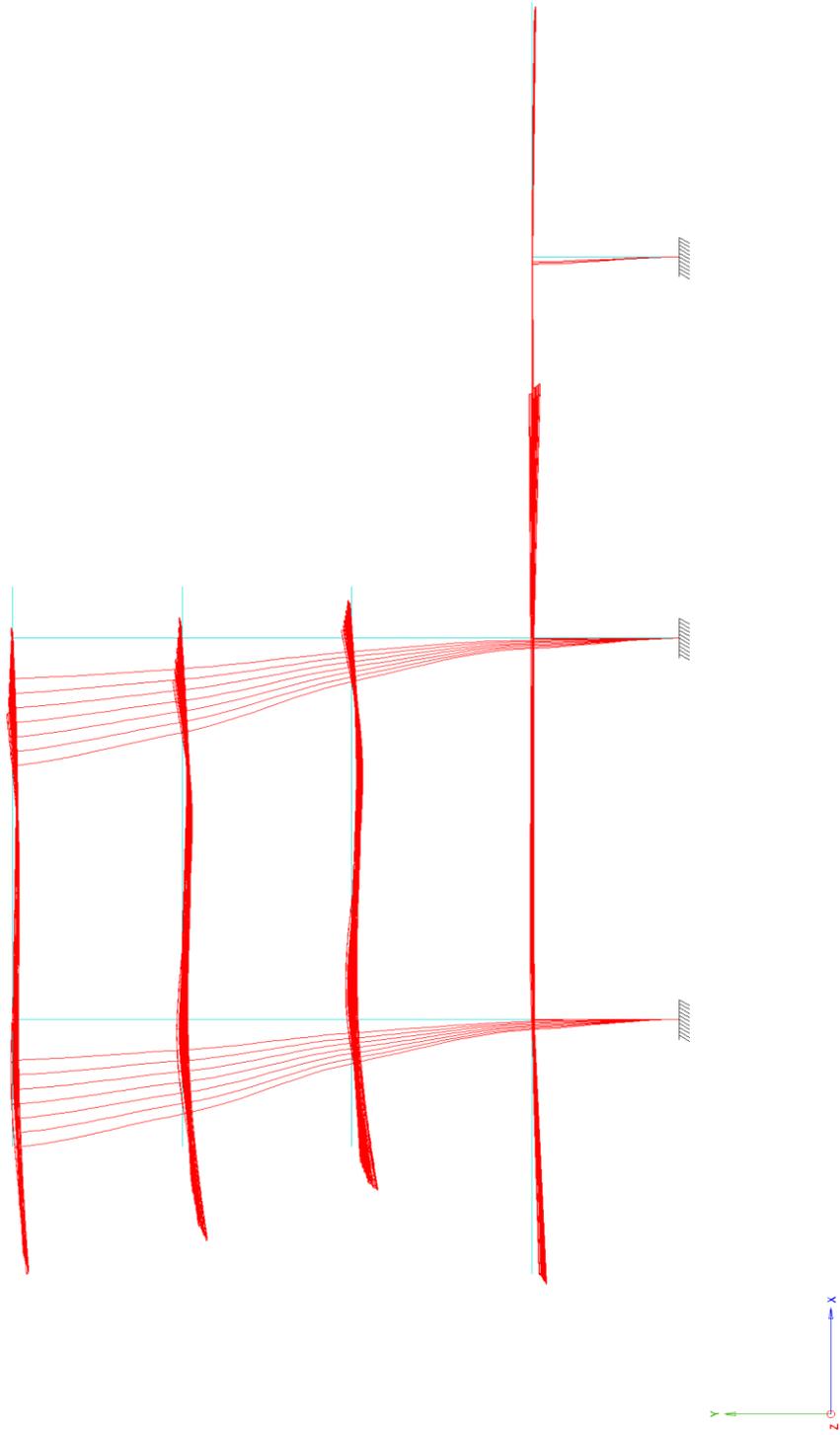


FIGURA IV.10. DESPLAZAMIENTOS CON COMBINACIÓN DE CARGA C12 (1).

S I M B O L O G Í A

- CONFIGURACIÓN ORIGINAL
- CONFIGURACIÓN DEFORMADA

Tesis Profesional: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	JGCH
Asesor:	CAP IV
Programa:	DESPLAZAMIENTOS C12-1
Fecha de Presentación:	SEP. 2018
Fecha de Defensa:	IV.10

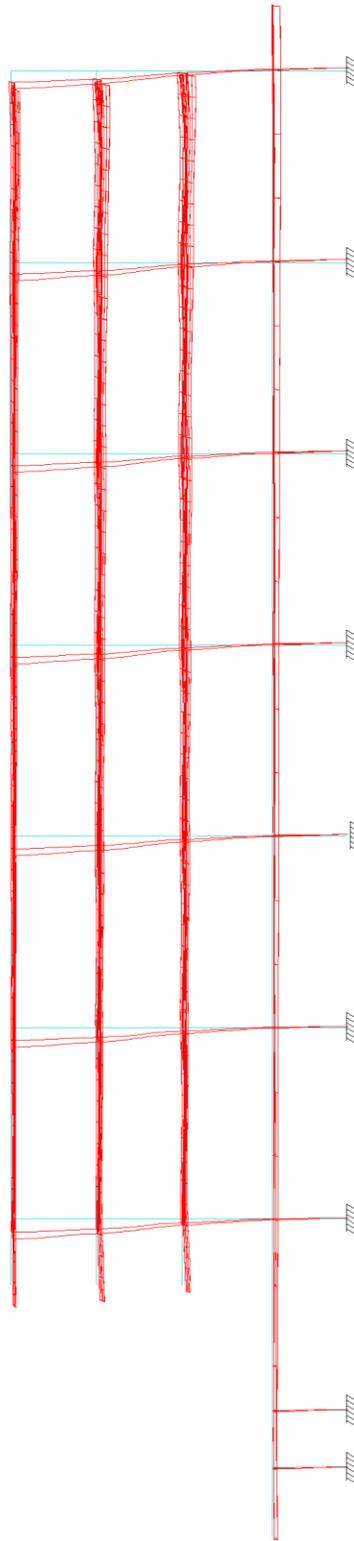
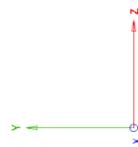


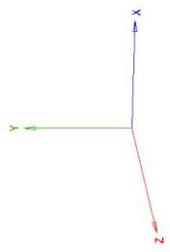
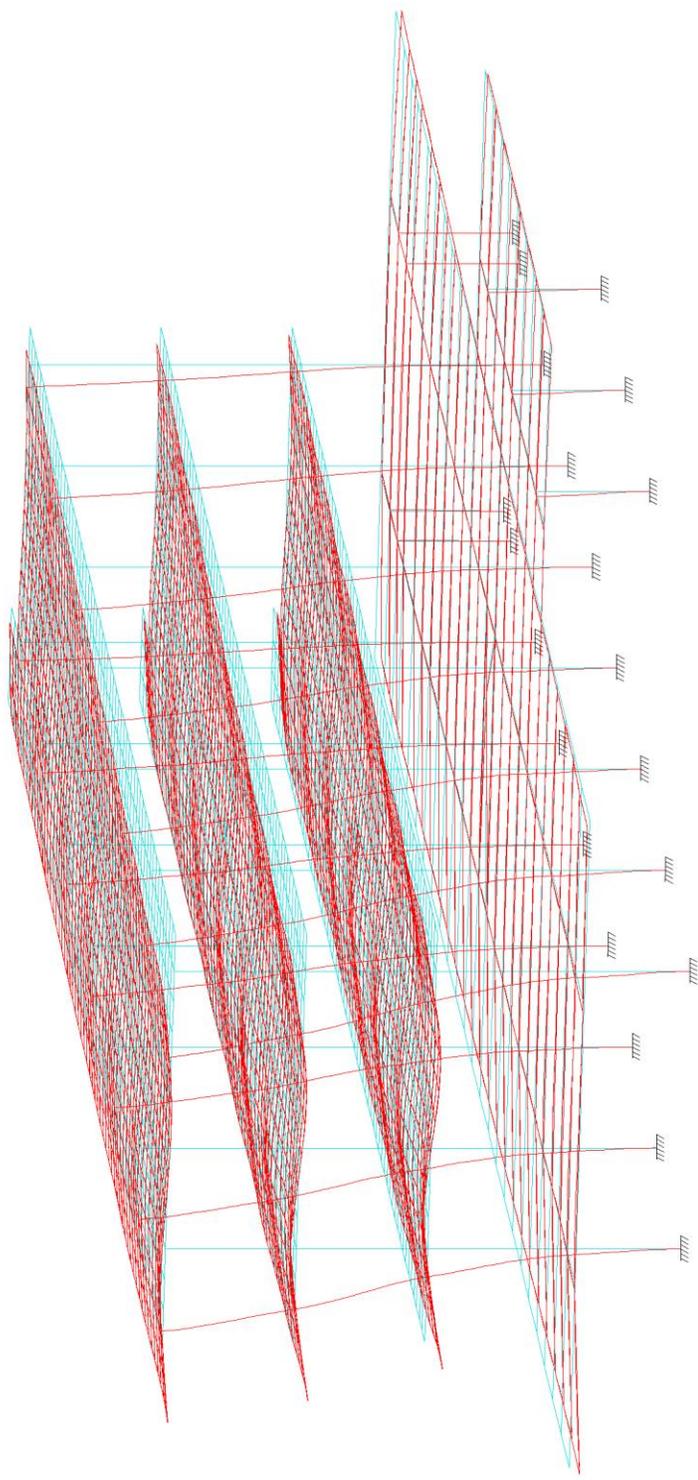
FIGURA IV.1.1. DESPLAZAMIENTOS CON COMBINACIÓN DE CARGA C12 (2)



SIMBOLOGÍA

- CONFIGURACIÓN ORIGINAL
- CONFIGURACIÓN DEFORMADA

Tesis Profesional: <b>PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO</b>	
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	JGCH
Presidente:	DESPLAZAMIENTOS C.12-2
Asesor:	CAP IV
Fecha de Evaluación:	SEP. 2018
Fecha de Defensa:	IV.11



S I M B O L O G I A

- CONFIGURACIÓN ORIGINAL
- CONFIGURACIÓN DEFORMADA

FIGURA IV.12. DESPLAZAMIENTOS CON COMBINACIÓN DE CARGA C12 (3)

Tesis Profesional: PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES	Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité: REFORZAMIENTO	Fecha: JGCH
Pólipo: DESPLAZAMIENTOS C.12-3	Aprobado: CAP IV
Fecha: 2018	Fecha: S/E
Versión: IV.12	Fecha: 2018
Versión: IV.12	Fecha: 2018

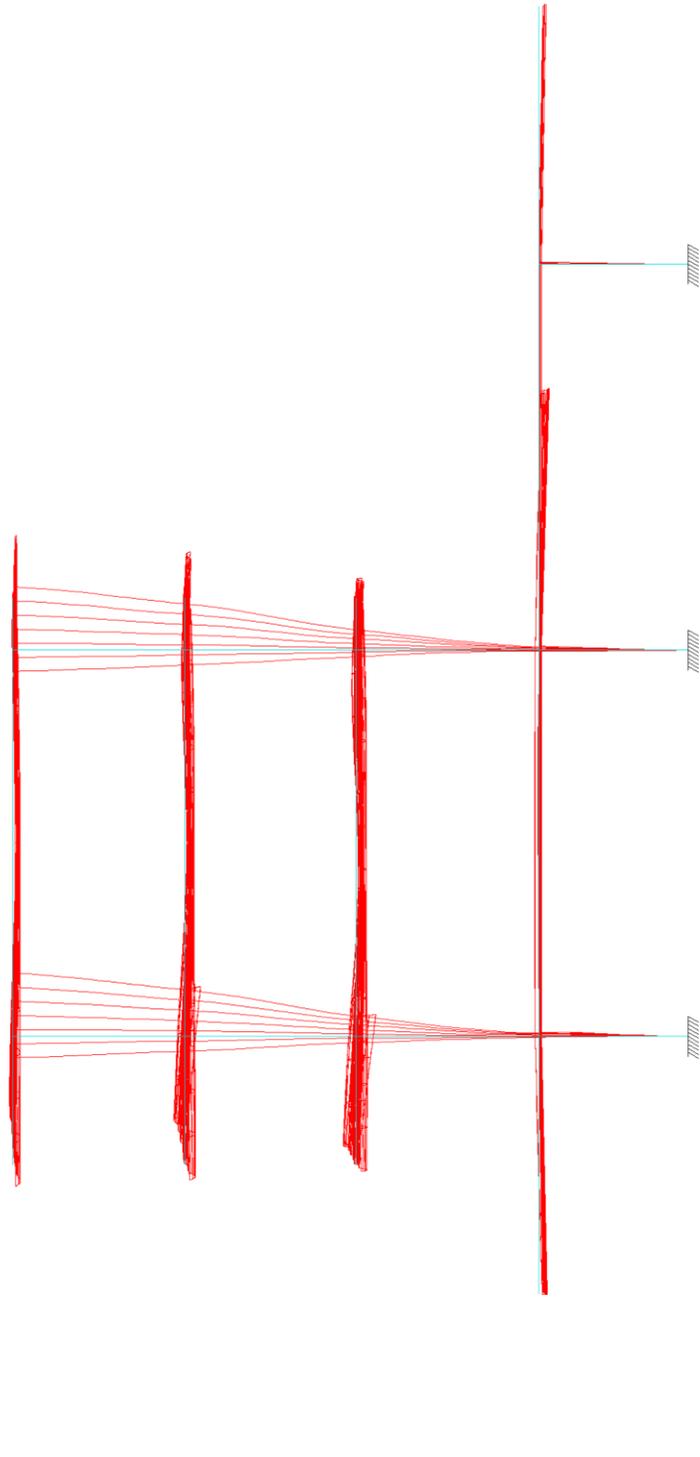


FIGURA IV.13. DESPLAZAMIENTOS CON COMBINACIÓN DE CARGA C14 (1)

S I M B O L O G Í A

- CONFIGURACIÓN ORIGINAL
- CONFIGURACIÓN DEFORMADA

<p>Tesis Profesional:  <b>PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO</b></p>	
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité:	REFORZAMIENTO
Presidente:	JGCH
Asesor:	CAP IV
Fecha:	SEP. 2018
Edición:	IV.13

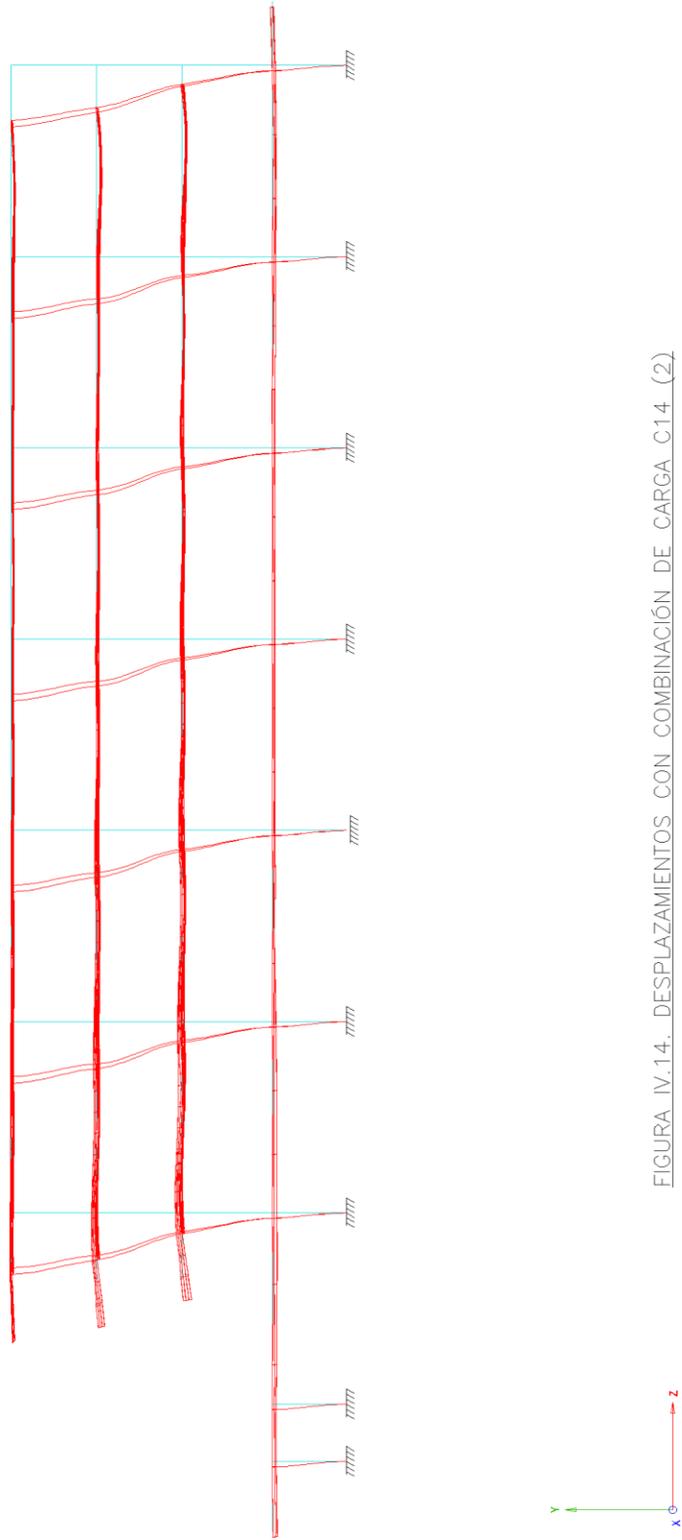


FIGURA IV.14. DESPLAZAMIENTOS CON COMBINACIÓN DE CARGA C14 (2)

SIMBOLOGÍA

- CONFIGURACIÓN ORIGINAL
- CONFIGURACIÓN DEFORMADA

Tesis Profesional: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	JGCH
Presidente:	DESPLAZAMIENTOS C14-2
Fecha:	CAP IV
Revisión:	S/E
Fecha de Entrega:	SEP. 2018
Fecha de Defensa:	IV/14

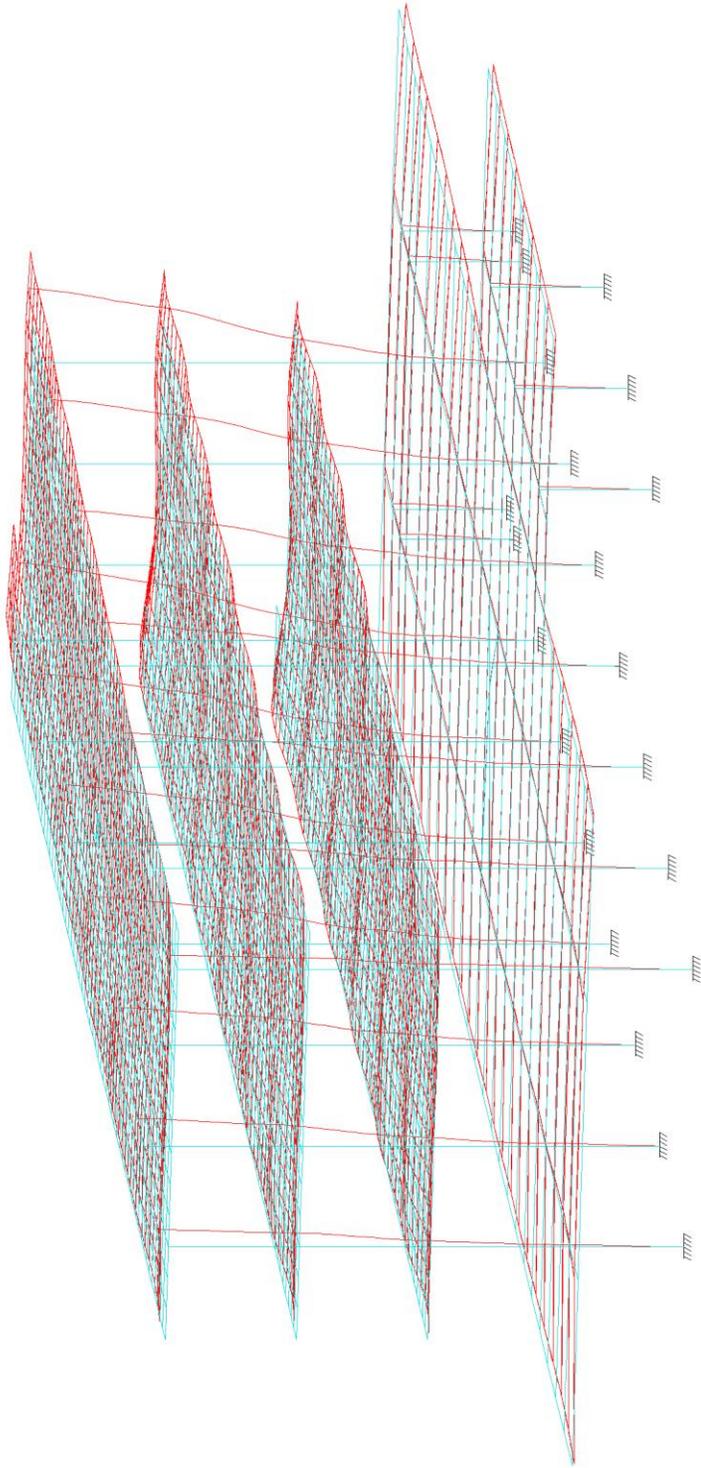


FIGURA IV.15. DESPLAZAMIENTOS CON COMBINACIÓN DE CARGA C14 (3)

S.I.M.B.O.L.O.G.I.A.

- CONFIGURACIÓN ORIGINAL
- CONFIGURACIÓN DEFORMADA

		Tesis Profesional: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES	Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	Asesor: CAP. IV. S/E
Comité: REFORZAMIENTO	Fecha: JGCH	Fecha de: CAP. IV. S/E
Proyecto: DESPLAZAMIENTOS C14-3	Fecha de: SEP. 2018	Fecha de: IV.15

## IV.2. Revisión de estados límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, los elementos estructurales deben ser diseñados de manera tal que, para las distintas combinaciones de carga (combinaciones C17-C25), la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones multiplicadas por los factores de carga correspondientes. Las resistencias de diseño son afectadas también por los factores de resistencia establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Se comprende que, de ser superado el estado límite de falla, la estructura podría presentar un mecanismo de colapso general, local, o rotura de alguno de los elementos estructurales incluyendo la cimentación.

Dado que la estructura es de concreto reforzado, para la revisión de este estado límite se tomó como parámetro la relación entre el área de acero de refuerzo requerido según el análisis estructural y el área de acero nominal, siendo este último el especificado en los planos estructurales. La convención utilizada establece que si dicha relación excede el valor de 1.10, se asume que el elemento no cumple con el estado límite de falla. Por otro lado, un resultado menor a 0.80 es considerado un valor satisfactorio y entre 0.80 y 1.10 un valor aceptable. Esta convención sigue el mismo criterio utilizado en la revisión de seguridad estructural realizada en abril de 2017 pero con el análisis estructural basado en las Normas Técnicas Complementarias implementadas en diciembre de 2017.

$$\frac{A_{s_{req}}}{A_{s_{nom}}} < 0.80 \quad (IV.4)$$

$$0.80 \leq \frac{A_{s_{req}}}{A_{s_{nom}}} \leq 1.10 \quad (IV.5)$$

$$\frac{A_{s_{req}}}{A_{s_{nom}}} > 1.10 \quad (IV.6)$$

El área de acero requerida en trabes y columnas fue calculada como se ejemplifica en el Apéndice C. De modo que las relaciones  $A_{s_{req}}/A_{s_{nom}}$  en los elementos principales de la estructura son mostradas en las figuras IV.16 a la IV.20.

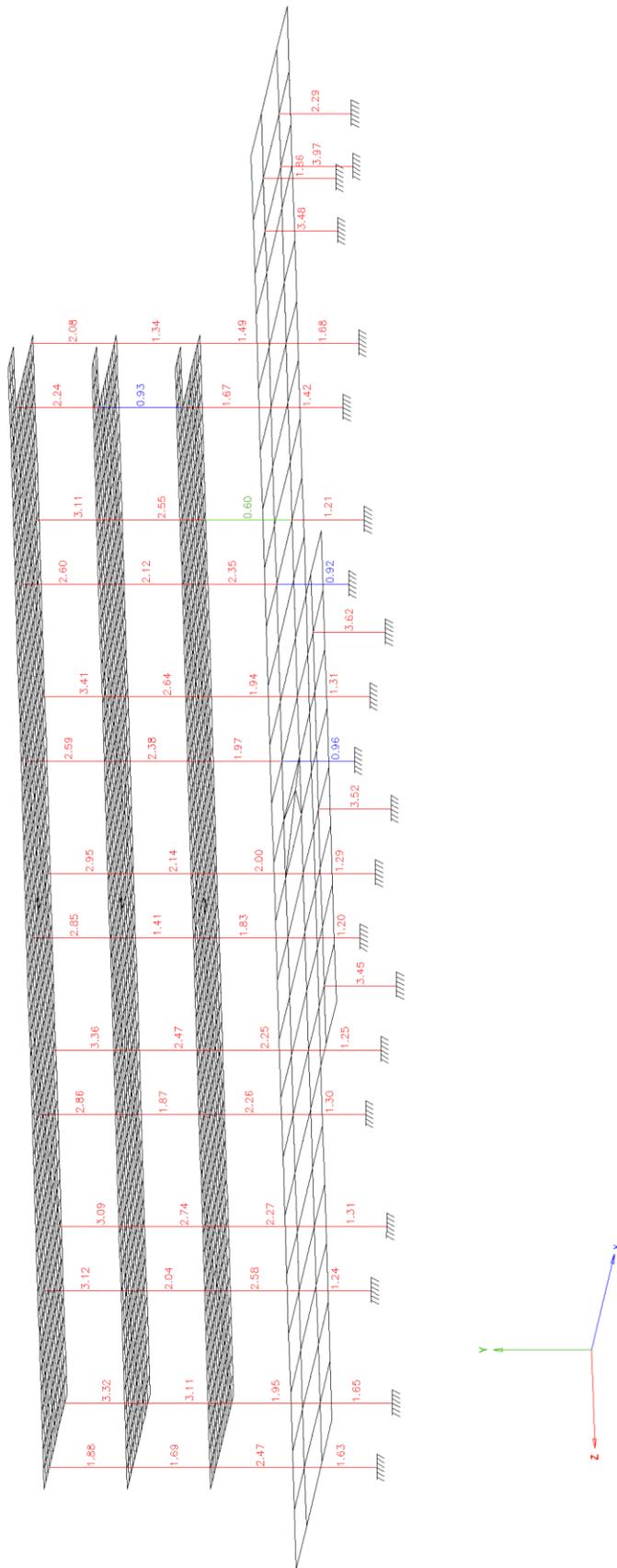


FIGURA IV.16. REVISIÓN DE COLUMNAS, ESTRUCTURA ORIGINAL.

SIMBOLOGÍA

- $A_{sreq}/A_{snom} < 0.80$
- $0.8 \leq A_{sreq}/A_{snom} \leq 1.10$
- $A_{sreq}/A_{snom} > 1.10$

Tesis Profesional



PROPIEDAD DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Presidente:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Secretario:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Asesor:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Estado:	ESTADO LÍMITE DE FALLA
Fecha:	15 DE SEPT. 2018
Vigencia:	IV-18

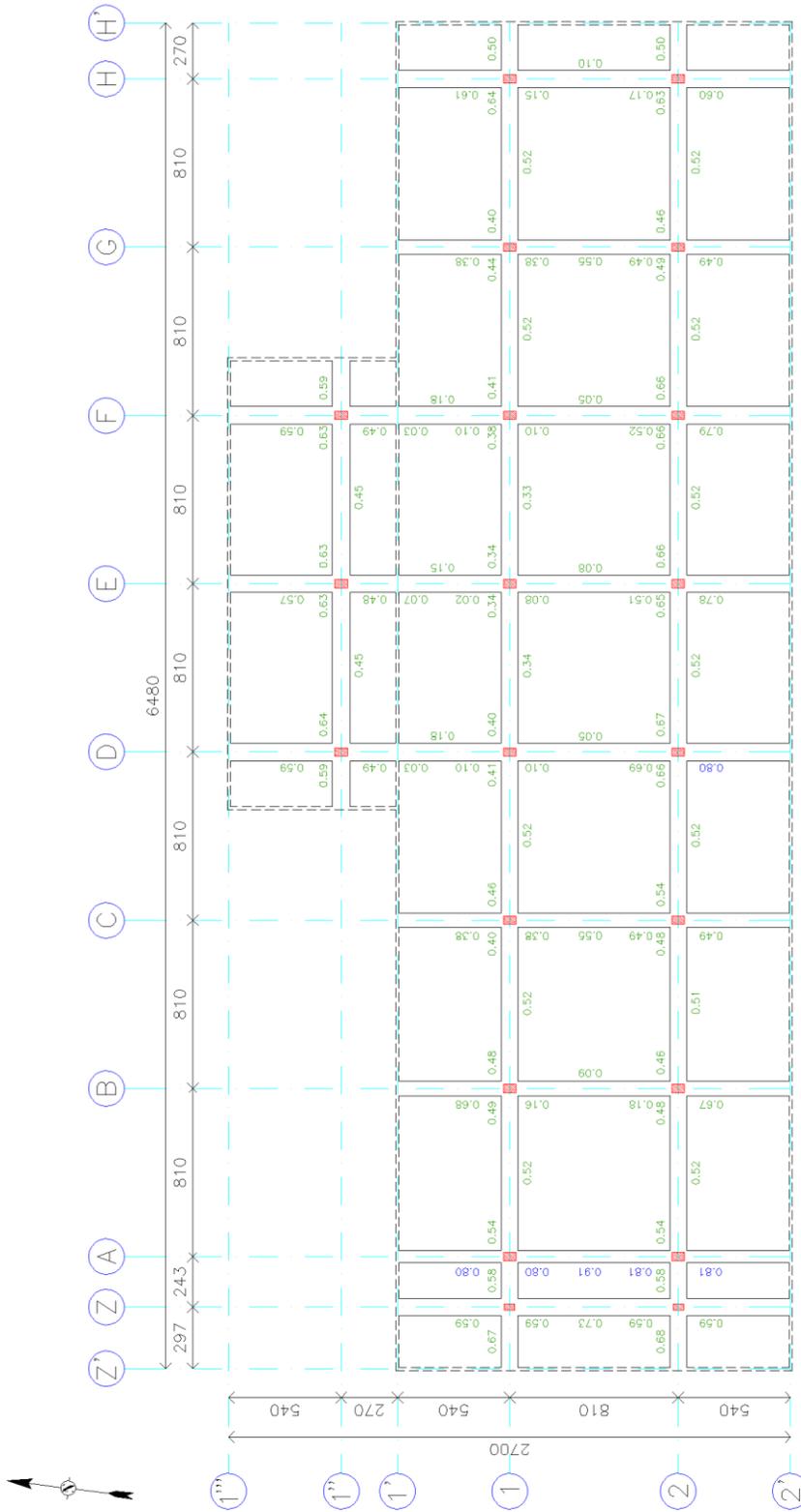


FIGURA IV.17. PLANTA NIVEL 1. REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES. COMBINACIÓN DE CARGA C1Z

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

S I M B O L O G Í A

$\frac{A_{sreq}}{A_{snom}} < 0.80$

$0.8 \leq \frac{A_{sreq}}{A_{snom}} \leq 1.10$

$\frac{A_{sreq}}{A_{snom}} > 1.10$

■ COLUMNA

--- TRABES SECUNDARIAS

Tesis Profesional

PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director del Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de REFORZAMIENTO (Revisó): JGCH

Asesor: CAP. IV

Publicado: ESTADOLÍMITE DE FALLA C-17

Fecha: SEP. 2018

Hoja: IV.17

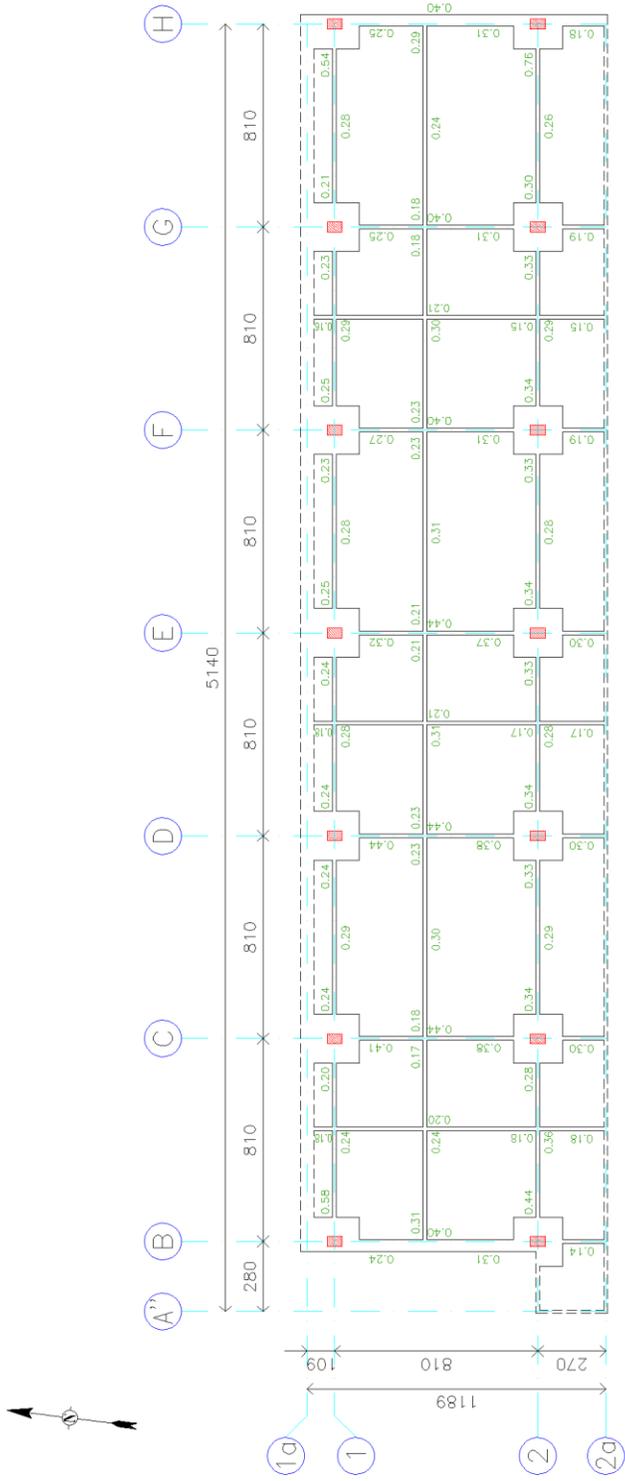


FIGURA IV.18. PLANTA NIVEL 2. REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES. COMBINACIÓN DE CARGA C1Z

**N O T A S**

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS

**S I M B O L O G Í A**

- $\frac{A_{sreq}}{A_{snom}} < 0.80$
- $0.8 \leq \frac{A_{sreq}}{A_{snom}} \leq 1.10$
- $\frac{A_{sreq}}{A_{snom}} > 1.10$
- COLUMNA
- TRABES SECUNDARIAS

Tesis Profesional



PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director del Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de Reforzamiento: (Revisar) JGCH (Aprobado) CAP. IV (Revisar) (Aprobado) 1:300 (Revisar) (Aprobado) SEP. 2018 (Aprobado) IV.18

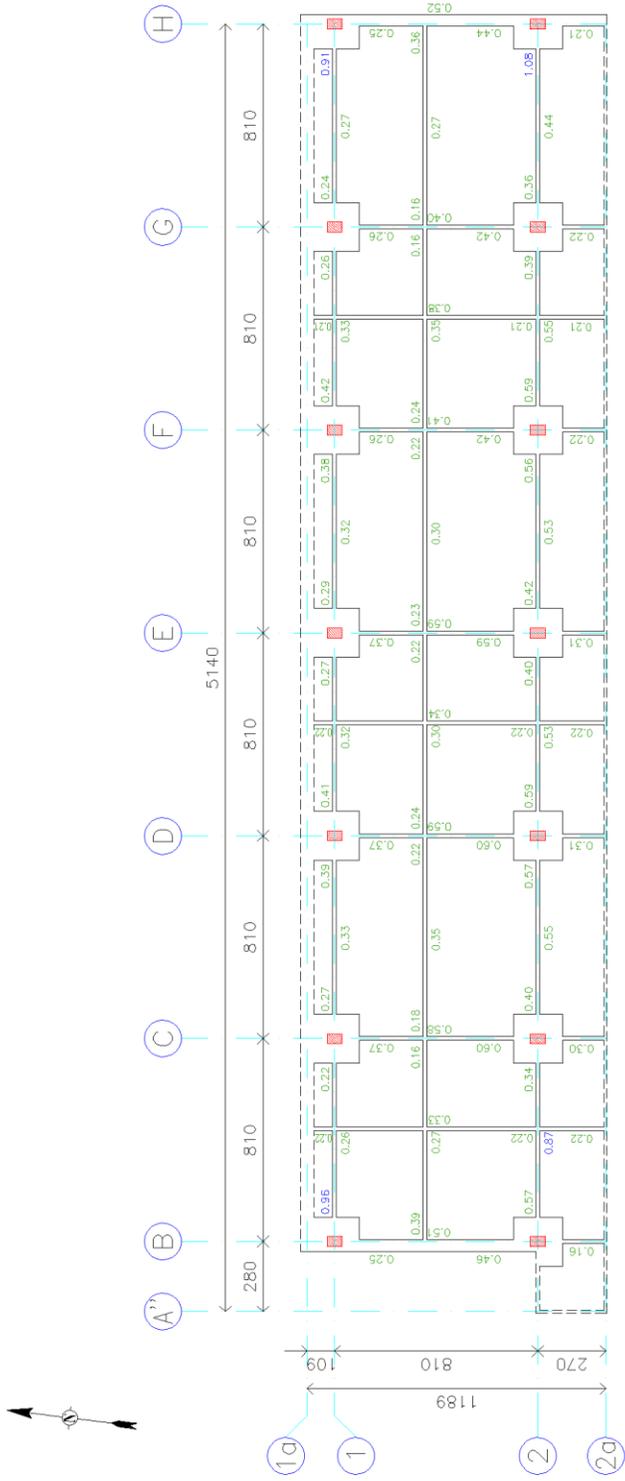


FIGURA IV.19. PLANTA NIVEL 3. REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES. COMBINACIÓN DE CARGA C1Z

- N O T A S
- DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- S I M B O L O G Í A
- $\frac{A_{sreq}}{A_{snom}} < 0.80$
  - $0.8 \leq \frac{A_{sreq}}{A_{snom}} \leq 1.10$
  - $\frac{A_{sreq}}{A_{snom}} > 1.10$
  - COLUMNA
  - TRABES SECUNDARIAS

Tesis Profesional

PROPIEDAD DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director de Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de Reforzamiento: JGCH

Asesor: CAP. IV

Publicado: SEP. 2018

Revisión: (IV.19)

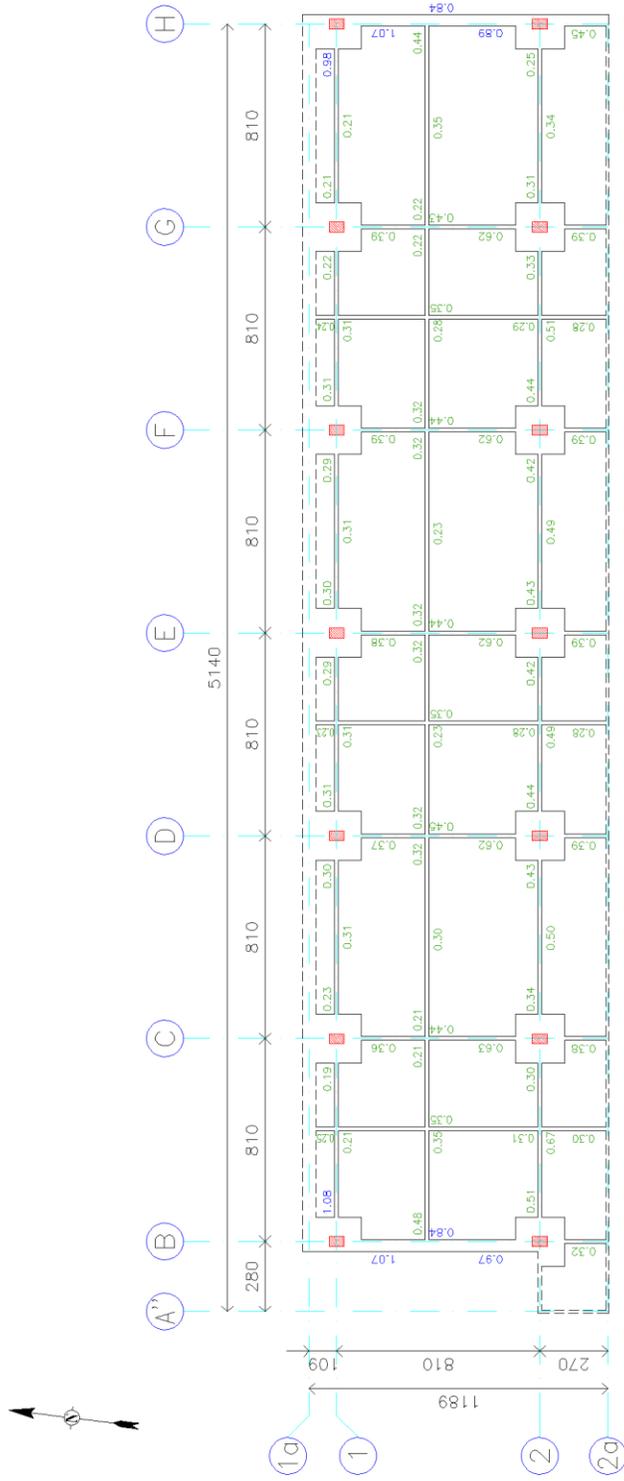


FIGURA IV.20. PLANTA AZOTEA, REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES. COMBINACIÓN DE CARGA C1Z

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

S I M B O L O G Í A

$AS_{req}/AS_{nom} < 0.80$

$0.8 \leq AS_{req}/AS_{nom} \leq 1.10$

$AS_{req}/AS_{nom} > 1.10$

■ COLUMNA

--- TRABES SECUNDARIAS

Tesis Profesional



PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director del Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de REFORZAMIENTO (Revisó): JGCH

Asesor: CAP. IV

Publicado en: SEP. 2018

Fecha: IV.20

## V. PROPUESTAS DE REFORZAMIENTO

Tanto en la revisión de seguridad estructural realizada con base en el RCDF y sus NTC-04 como en la realizada en los capítulos anteriores con actualización a las Normas Técnicas Complementarias de 2017, se observa que la estructura en su estado actual no cumple con los estados límite de falla ni de servicio. Por tal motivo es necesario implementar un proyecto de reforzamiento que ayude al edificio a resistir las solicitaciones que esta normatividad le exige. El objetivo es aumentar la rigidez lateral de la estructura para así disminuir los desplazamientos e incrementar la resistencia de los elementos que la conforman.

### V.1. Análisis de las alternativas de reforzamiento

Varias son las opciones de reforzamiento y en general consisten en la inclusión de nuevos elementos que reducen los desplazamientos y aumentan la rigidez y resistencia de la estructura ante solicitaciones sísmicas; algunos de ellos pueden ser muros de concreto o mampostería, marcos, contrafuertes, armaduras y contraventeos, entre otros. Para cualquiera de estas inclusiones resulta importante garantizar la continuidad y transmisión de cargas entre los elementos existentes y los nuevos.

El reforzamiento en este caso está dirigido especialmente a las columnas, puesto que éstas son las que presentan una relación  $A_{s_{req}}/A_{s_{nom}}$  alta (ver figura IV.16) y; adicionalmente, el reglamento de construcciones propone darles prioridad siguiendo la filosofía “Columna fuerte, trabe débil”. Por otro lado, los criterios para elegir la mejor opción de reestructuración fueron los siguientes:

- Tiempo de construcción e interrupción en el uso del inmueble;
- Funcionalidad y estética compatible con el edificio en su estado actual;
- Costo (consecuencia del tiempo de construcción y la elección de materiales);
- Disponibilidad de tecnología y materiales.

En principio es necesario resolver el problema de desplazamientos ya que una vez cumpliendo con los estados límite de servicio es probable que los elementos mecánicos de las columnas se reduzcan y en consecuencia estas cumplan satisfactoriamente con los estados límite de falla, para ello se modelaron varias alternativas que permitieran cumplir con los estados límite mencionados en ambas direcciones de análisis (X y Z), los resultados generados de las propuestas de reforzamiento se presentan a continuación en las figuras V.1 a V.7.

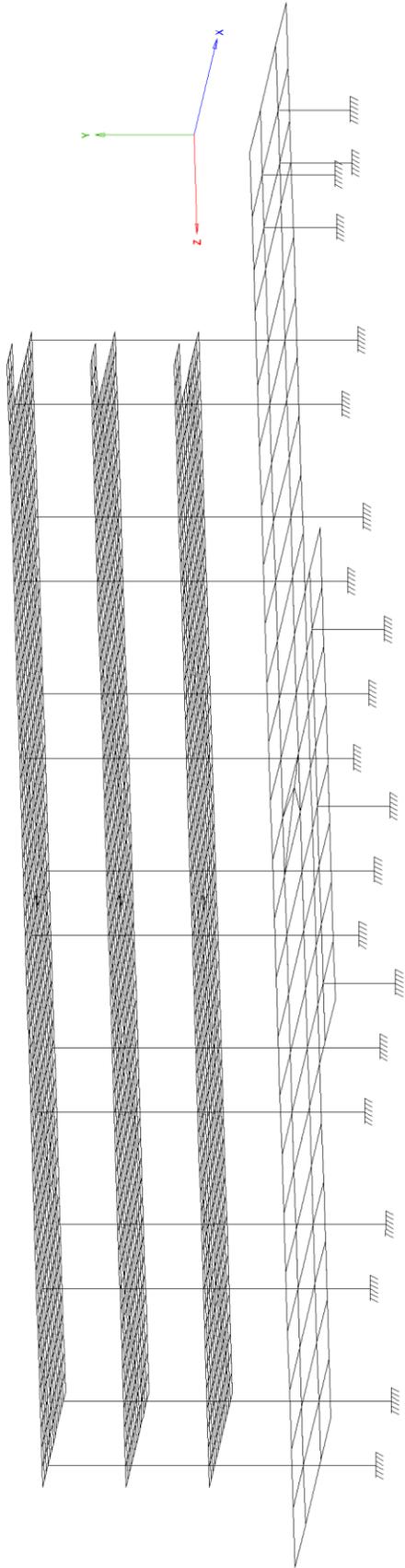


FIGURA V.1.1. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

Modificaciones	Resultados	Comentarios
Ninguna (Estructura original)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T = 1.22 \text{ s}</math></li> <li>• <math>\Psi_{\max}(x) = 0.030</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{\max}(z) = 0.031</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{\max}(x) = 0.005</math> LDASF</li> <li>• <math>\Psi_{\max}(z) = 0.005</math> LDASF</li> </ul>	En su estado original no cumple con los estados limite de seguridad contra colapso (ELSCC), ni de limitación de daños ante sismos frecuentes (LDASF).

ELSCC: Estado limite de seguridad contra colapso.  
 LDASF: Limitación de daños ante sismos frecuentes.  
 $\Psi_{\max}$ : Distorsión máxima presentada en los marcos principales.  
 T: Periodo de la estructura.

Tesis Profesional

PROPIETA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES		
Director de Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	Asesor:	CAP. V
Comité:	REFORZAMIENTO	Revisó:	JGCH
Pliego:	MODELO, ESTRUCTURA ORIGINAL	Fecha:	SEP. 2018
		U/V:	1/1

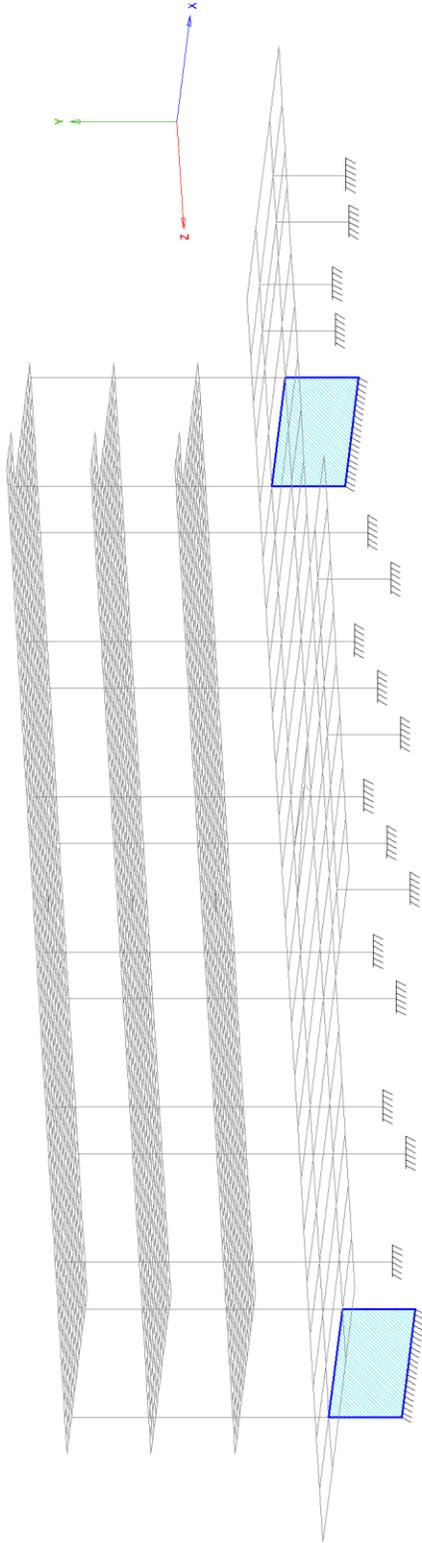


FIGURA V.2. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA PROPUESTA 1

Modificaciones	Resultados	Comentarios
<p>Inclusión de muros de cortante en ejes B y H con espesor de 20 cm y longitud de 8.10 m (solo PB).</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T = 1.21</math> s</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.023</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.030</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.004</math> LDASF</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.005</math> LDASF</li> </ul>	<p>En su estado original no cumple con los estados límite de seguridad contra colapso (ELSCC), ni de limitación de daños ante sismos frecuentes (LDASF).</p>

ELSCC: Estado límite de seguridad contra colapso.  
 LDASF: Limitación de daños ante sismos frecuentes.  
 $\Psi_{max}$ : Distorsión máxima presentada en los marcos principales.  
 T: Período de la estructura.

S I M B O L O G Í A

■ MUROS DE CONCRETO

Tesis Profesional



PROFESOR: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

COMITÉ DE REFORZAMIENTO: (Preside) JGCH (Secretario) CAP, V (Relator) S/E (Asesor) SEP, 2018 (V.2)

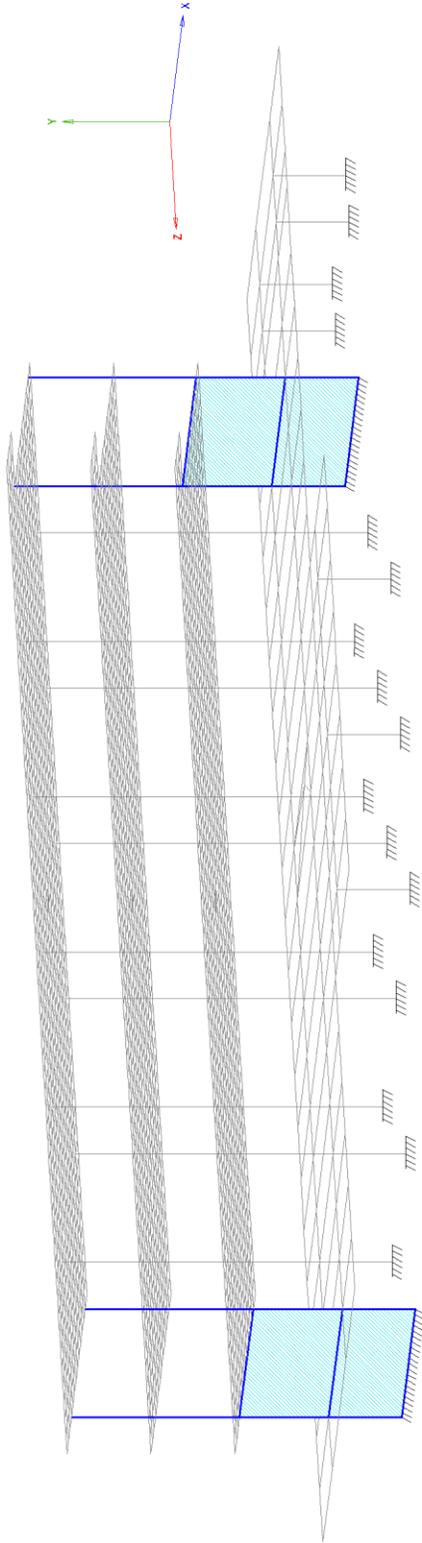


FIGURA V.3. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA PROPUESTA 2

Modificaciones	Resultados	Comentarios
<p>Ampliación de columnas C-1 (15 cm por lado) y muros de cortante con espesor de 20 cm y longitud de 8.10 m en ejes B y H (PB y N1).</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T = 1.03</math> s</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.009</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.019</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.002</math> LDASF</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.003</math> LDASF</li> </ul>	<p>En la dirección de análisis paralela al eje X se cumple con los ELSCC y LDASF; sin embargo, en la dirección perpendicular Z aún se presentan distorsiones inaceptables.</p>

ELSCC: Estado límite de seguridad contra colapso.  
 LDASF: Limitación de daños ante sismos frecuentes.  
 $\Psi_{max}$ : Distorsión máxima presentada en los marcos principales.  
 T: Período de la estructura.

S I M B O L O G Í A

- COLUMNAS AMPLIADAS
- MUROS DE CONCRETO

Tesis Profesional



PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité: REFORZAMIENTO (Revisar: JGCH) (Aprobado: CAP, V)

Plazo: MODELO, PROPUESTA 2 (Fecha: SEP. 2018) (V.3)

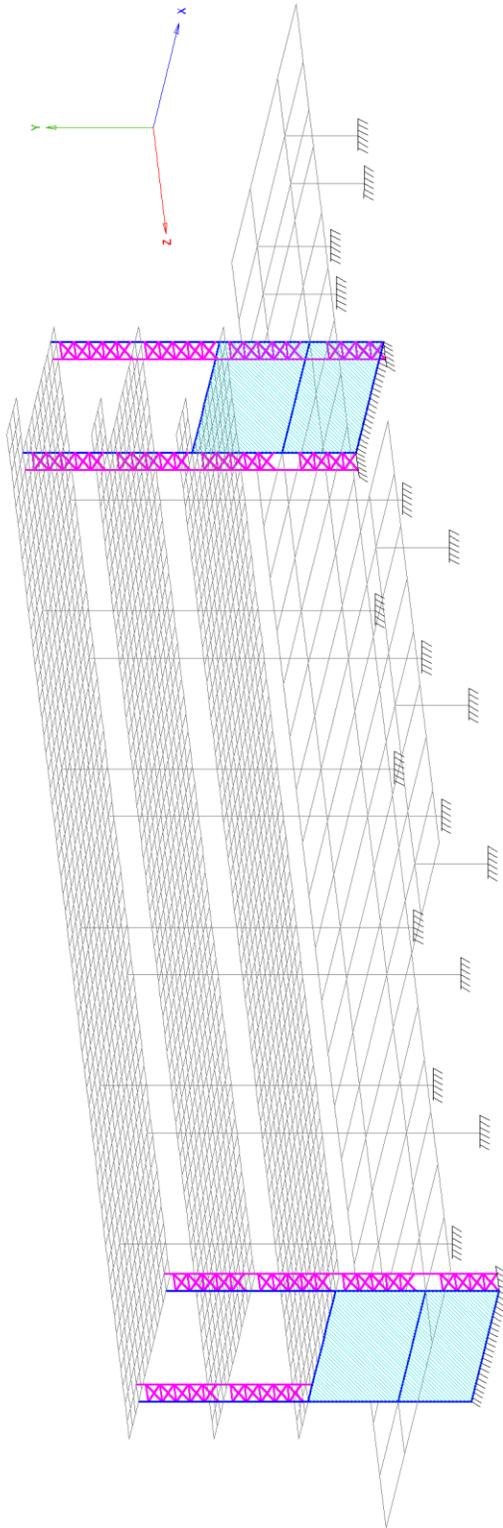


FIGURA V.4. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA PROPIUESTA 3

Modificaciones	Resultados	Comentarios
Columnas C-1 ampliadas (15 cm por lado) y contraventeadas en dirección Z con armaduras de acero a base de perfiles CE dobles (PB-N3). Muros de cortante con espesor de 20 cm y longitud de 8.10 m en los ejes B y H (PB y N1).	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T = 0.93</math> s</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.009</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.015</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.002</math> LDASF</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.003</math> LDASF</li> </ul>	La inclusión de las armaduras otorga mayor rigidez en dirección del eje Z cumpliendo con los ELSCC, pero no con LDASF. Además, los perfiles CE presentan relaciones de esfuerzo superiores a 1.0 (revisados con base en el código AISC-LRFD-2010).

ELSCC: Estado límite de seguridad contra colapso.  
 LDASF: Limitación de daños ante sismos frecuentes.  
 $\Psi_{max}$ : Distorsión máxima presentada en los marcos principales.  
 T: Periodo de la estructura.

S I M B O L O G Í A

- ▨ ESTRUCTURA METÁLICA
- ▨ COLUMNAS AMPLIADAS
- MUROS DE CONCRETO

Tesis Profesional



PROPIUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director del Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de Reforzamiento: (Preside) JGCH (Secretario) CAP, V (Relator) S/E (Votador) S/E (Votador) S/E

Programa: MODELO, PROPIUESTA 3

Fecha de Defensa: 14 SEP. 2018

Votación: (Votador) S/E

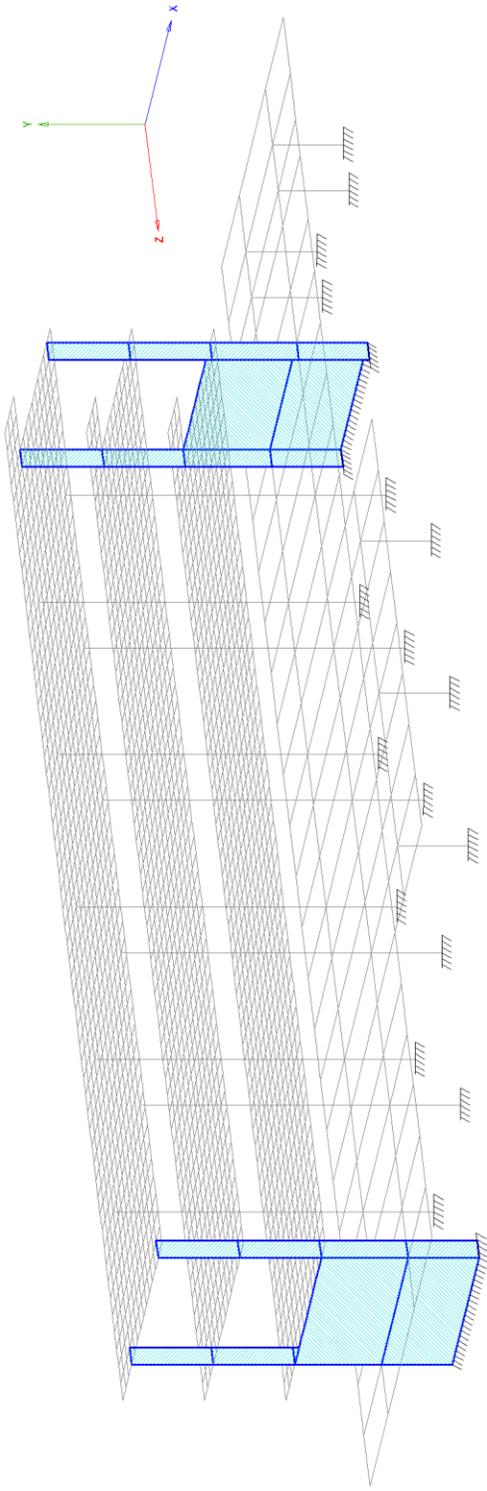


FIGURA V.5. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA PROPIUESTA 4

Modificaciones	Resultados	Comentarios
<p>Columnas C-1 ampliadas (15 cm por lado) y rigidizadas con muros de concreto en dirección Z con espesor de 20 cm y longitud de 90 cm. Muros de cortante con espesor de 20 cm y longitud de 8.10 m en los ejes B y H (PB y N1).</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T = 0.92 \text{ s}</math></li> <li>• <math>\Psi_{\max}(x) = 0.009</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{\max}(z) = 0.014</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{\max}(x) = 0.002</math> LDASF</li> <li>• <math>\Psi_{\max}(z) = 0.003</math> LDASF</li> </ul>	<p>Los resultados fueron similares a los obtenidos con la propuesta 3. Aunque el problema de desplazamientos podría solucionarse con la inclusión del encamisado en las columnas restantes, el análisis no se continuó puesto que ambas alternativas restaban espacio dentro de los salones de clase, especialmente en el área destinada para el profesor.</p>

ELSCC: Estado límite de seguridad contra colapso.  
 LDASF: Limitación de daños ante sismos frecuentes.  
 $\Psi_{\max}$ : Distorsión máxima presentada en los marcos principales.  
 T: Periodo de la estructura.

S I M B O L O G Í A

- COLUMNAS AMPLIADAS
- MUROS DE CONCRETO

Tesis Profesional



PROPIUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de Reforzamiento: (Presidente) JGCH (Asesor) CAP, V (Secretario) S/E (Relator) S/E

Programa: MODELO, PROPIUESTA 4 (Inicio) AGO. 2018 (Fin) SEPT. 2018 (V. 2)

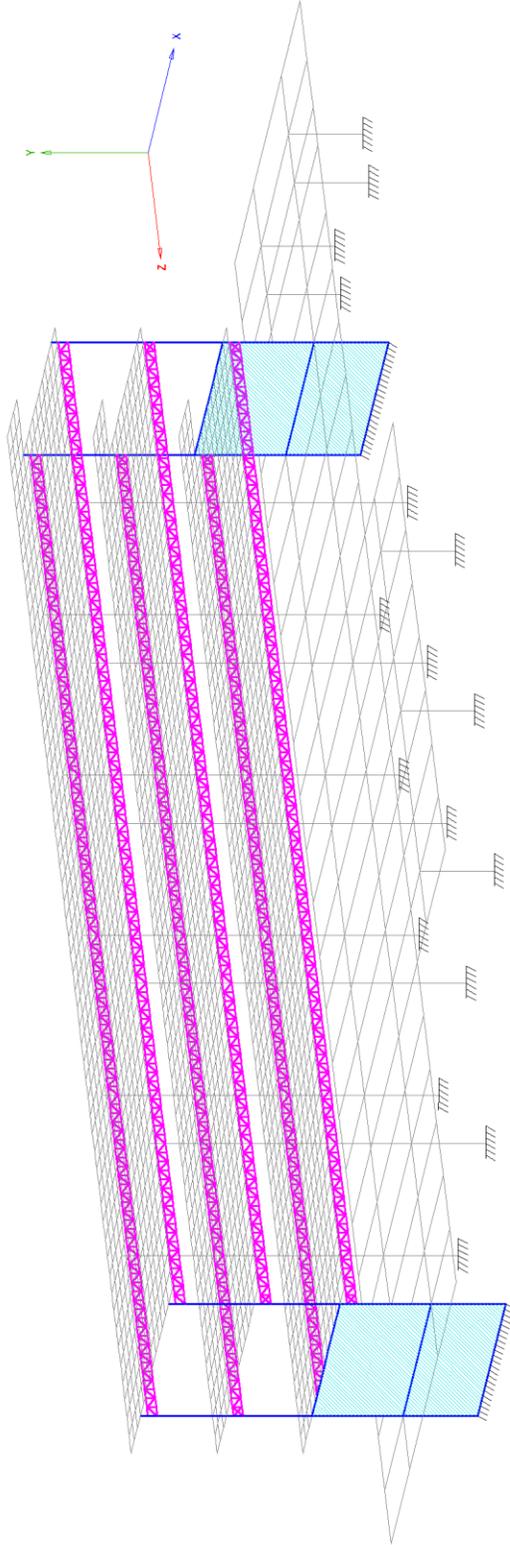


FIGURA V.6. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA PROPIUESTA 5

Modificaciones	Resultados	Comentarios
<p>Columnas C-1 ampliadas (15 cm por lado). Muros de cortante con espesor de 20 cm y longitud de 8,10 m en los ejes B y H (PB y N1). Armaduras de acero, a lo largo de los ejes 1 y 2 ubicadas a 5 cm por debajo de las nervaduras. Encamisado de columnas con ángulos L1 4" x 3/8" en todos los niveles.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T = 0,87</math> s</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0,009</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0,013</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0,002</math> LDASF</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0,002</math> LDASF</li> </ul>	<p>Las armaduras de acero otorgaron mayor rigidez en dirección del eje Z y en conjunto con el encamisado de columnas se logró que la estructura cumpliera con los ELSCC y LDASF en ambas direcciones de análisis. Por otro lado, la cantidad de acero requerido es de aproximadamente 9.30 ton.</p>

ELSCC: Estado límite de seguridad contra colapso.  
 LDASF: Limitación de daños ante sismos frecuentes.  
 $\Psi_{max}$ : Distorsión máxima presentada en los marcos principales.  
 T: Periodo de la estructura.

S I M B O L O G Í A

- ESTRUCTURA METÁLICA
- COLUMNAS AMPLIADAS
- MUROS DE CONCRETO

Tesis Profesional

PROPIUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director del Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de Reforzamiento: (Presidente) JGCH (Asesor) CAP, V (Secretario) S/E (Vocal) S/E (Vocal) S/E

Fecha de Presentación: 05 SEP. 2018

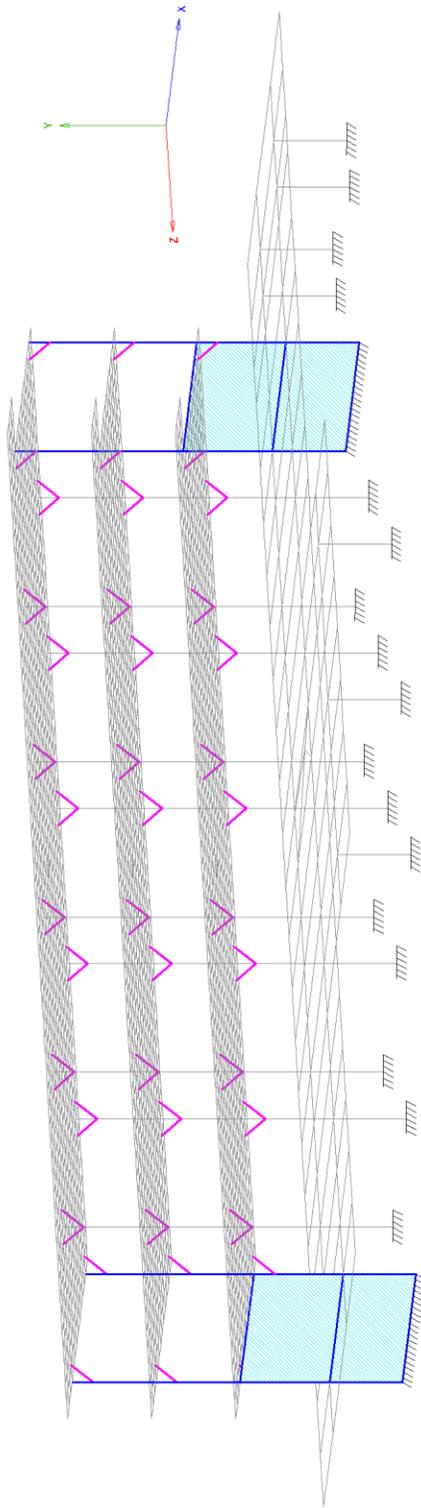


FIGURA V.7. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA PROPIUESTA 6

Modificaciones	Resultados	Comentarios
<p>Columnas C-1 ampliadas (15 cm por lado). Muros de cortante con espesor de 20 cm y longitud de 8.10 m en los ejes B y H (PB y N1). Encamisado de columnas con ángulos L1 4" x 3/8" en todos los niveles. "Patatas de gallo" a base de perfiles CE 6" x 10" dobles en columnas de niveles N1 a N3.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T = 0.80</math> s</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.008</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.012</math> ELSCC</li> <li>• <math>\Psi_{max}(x) = 0.001</math> LDASF</li> <li>• <math>\Psi_{max}(z) = 0.001</math> LDASF</li> </ul>	<p>Con las modificaciones mencionadas, la estructura cumple con el ELSCC y LDASF. En comparación con el modelo de la propuesta 5, la cantidad de acero necesario es menor, aproximadamente 2.85 ton, lo que en consecuencia se traduce en un menor costo.</p>

ELSCC: Estado límite de seguridad contra colapso.  
 LDASF: Limitación de daños ante sismos frecuentes.  
 $\Psi_{max}$ : Distorsión máxima presentada en los marcos principales.  
 T: Periodo de la estructura.

S I M B O L O G Í A

- COLUMNAS AMPLIADAS
- MUROS DE CONCRETO
- PATAS DE GALLO

Tesis Profesional

PROPIUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de Reforzamiento: (Presidente) JGCH (Secretario) CAP, V (Relator) S/E (Asesor) SEP, 2018 (V.7)

De acuerdo con los análisis realizados en las propuestas de reforzamiento, la propuesta 6 resultó ser la mejor opción para cumplir con el estado límite de seguridad contra colapso y la limitación de daños ante sismos frecuentes obteniendo distorsiones aceptables y reduciendo considerablemente el periodo fundamental de la estructura. Esta alternativa no afecta de manera significativa a la estética del inmueble puesto que las “patas de gallo” solo se ven desde el interior de las aulas y no son tan invasivas visualmente como lo es la colocación de armaduras o muros de concreto (propuestas 3, 4 y 5). En el caso de los muros de concreto en ejes B y H, su afectación es mínima puesto que solo sustituirían a los muros existentes de mampostería y se les daría un acabado similar al actual. El encamisado de columnas a base de ángulos de acero y soleras le otorga al concreto un confinamiento adicional y una mayor rigidez lateral al elemento, lo que se traduce en una mayor resistencia. Esta modificación si afecta visualmente al edificio; sin embargo, este inconveniente podría solucionarse cubriendo las columnas con un acabado adicional.

## **V.2. Modelación de la estructura modificada (Propuesta 6)**

El reforzamiento de un elemento produce cambios en su rigidez, estos cambios deben ser considerados en el análisis estructural. *“El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran”* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 545).

Como se mencionó en la propuesta de reforzamiento 6, las columnas C-1 fueron ampliadas 15 cm por lado, por lo tanto, sus dimensiones cambiaron de 40 x 60 cm a 70 x 90 cm, en todos los niveles. Los muros de cortante fueron modelados como elementos tipo placa con un espesor de 20 cm, colocados de manera paralela a los ejes B y H, y delimitados por los ejes 1 y 2 en los entrepisos PB-N1 y N1-N2. Para la modelación de las “patas de gallo”, se tuvo que añadir un nudo intermedio en cada columna (excepto en PB) para conectar las columnas con las losas nervadas formando un ángulo de 45° (ver figuras V.8 y V.9); estos se modelaron como elementos tipo barra compuestos por dos perfiles CE 6 x 10 espalda con espalda, con una separación entre ellos de 10 cm. Finalmente, para el encamisado de acero se ocupó la teoría de la sección transformada, de esta manera se ingresaron en el modelo analítico las propiedades de una sección de concreto con área, y momentos de inercia equivalentes a los que proporcionaría la sección compuesta. (ver Apéndice D).

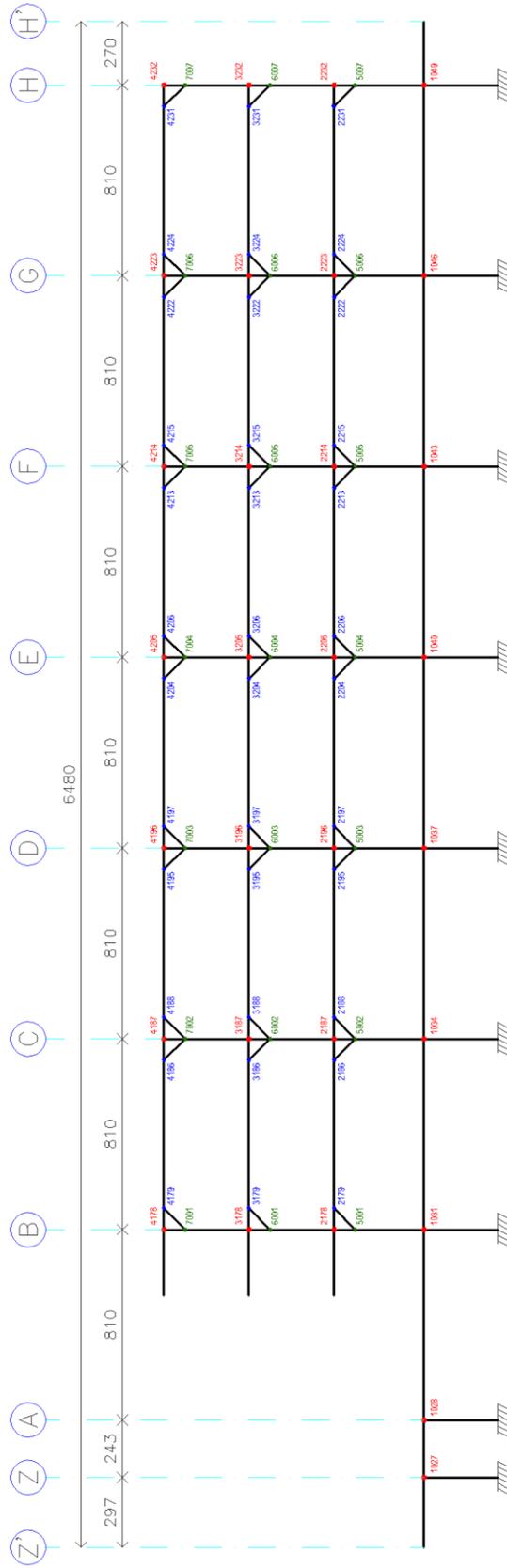


FIGURA V.8. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS PARA MODELADO DE PATAS DE GALLO EN MARCO EJE 2

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS

S I M B O L O G Í A

- NUDO COLUMNA
- NUDO TRABE
- NUDO ADICIONAL EN COLUMNA

Tesis Profesional



PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director del Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Evaluación:	REFORZAMIENTO
Comité de Evaluación:	IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO 2
Fecha de Evaluación:	11/30/2018
Fecha de Evaluación:	11/30/2018
Fecha de Evaluación:	11/30/2018

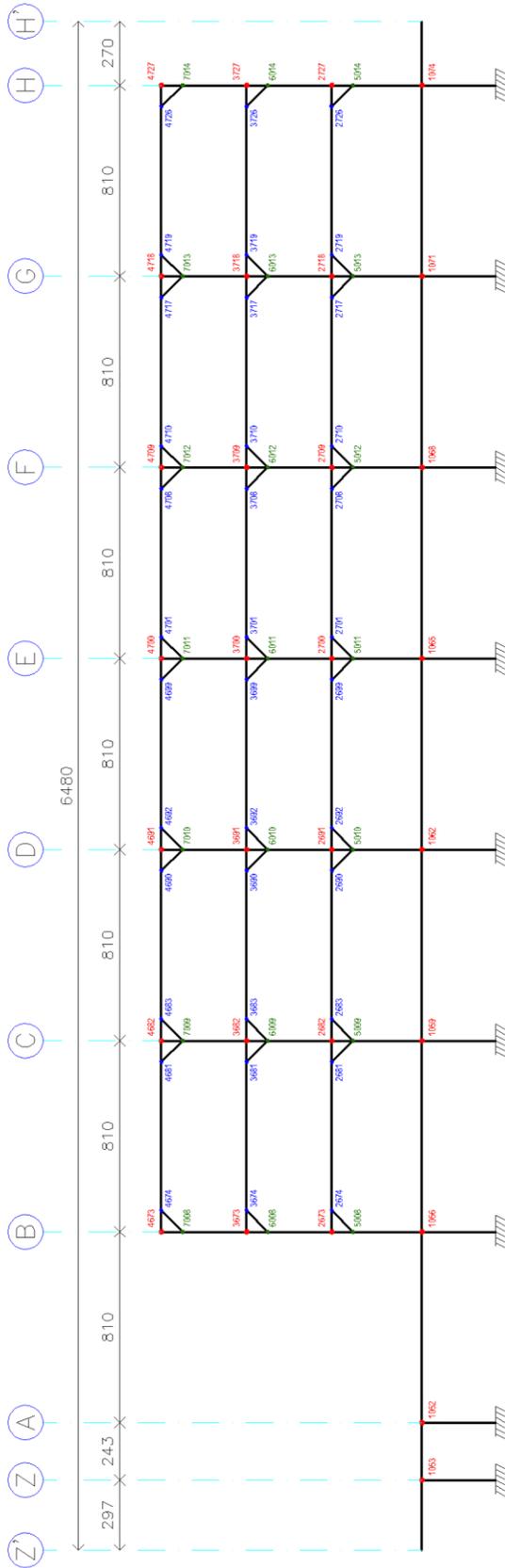


FIGURA V.9. IDENTIFICACIÓN DE NUDOS PARA MODELADO DE PATAS DE GALLO EN MARCO EJE 1

**N O T A S**

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS

**S I M B O L O G Í A**

- NUDO COLUMNA
- NUDO TRABE
- NUDO ADICIONAL EN COLUMNA

Tesis Profesional



Director del Tesis: **JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES**  
 Director del Trabajo: **ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ**  
 Comité: **REFORZAMIENTO** (Fecha: **JGCH**) (Aprobado: **CAP. V**) (Escala: **1:300**)  
 Población: **IDENTIFICACIÓN DE NUDOS, MARCO 1** (Fecha: **SEP. 2018**) (V.9)

### V.3. Propiedades mecánicas de los nuevos materiales (Propuesta 6)

El concreto utilizado para la ampliación de las columnas C-1 y los muros de cortante debe tener propiedades similares a las del concreto existente, por ello la resistencia a la compresión debe ser igual o superior a  $280 \text{ kgf/cm}^2$ , (Aguilar, y otros, 1996). Actualmente la resistencia a la compresión del concreto, se maneja en múltiplos de 50, por lo tanto, se considerará lo siguiente:

- $f'c = 300 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_c = 242,487 \text{ kgf/cm}^2$

Además, el acero de refuerzo adicional para estas columnas debe cumplir con lo especificado en las NTC-17 donde se establece un esfuerzo mínimo de fluencia:

- $Fy_r = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$

Los perfiles de acero correspondientes al encamisado; ángulos de lados iguales (LI 4" x 3/8") y las "patas de gallo", canal (CE 6 x 10), con un esfuerzo de fluencia:

- $Fy = 3,515 \text{ kgf/cm}^2$  (A-50)

### V.4. Revisión por cortante basal de la estructura modificada

La reestructuración del edificio provocó una reducción del cortante basal, motivo por el cual fue necesario comprobar nuevamente el cumplimiento de la desigualdad III.3.

$$V_0 > a_{\min} W_0$$

El cortante basal mínimo obtenido del modelo 7, fue  $V_0 = 287.33 \text{ tonf}$  y el peso de la estructura aumentó a  $W_0 = 3,572.04 \text{ tonf}$ , debido a la inclusión de los elementos de refuerzo.

Entonces,

$$a_{\min} W_0 = 0.03(3,572.04 \text{ tonf}) = 107.16 \text{ tonf}$$

Se cumple la desigualdad III.3 puesto que  $287.33 > 107.16 \text{ (tonf)}$ , por lo tanto, no es necesario incrementar las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis modal.

## V.5. Efecto de torsión en la estructura modificada

El decremento de las fuerzas cortantes a causa de las modificaciones que se realizaron provocan también una disminución de los momentos de torsión aplicados en cada nivel de la estructura, ya que como se observa en el capítulo III.5.2, su obtención depende de las fuerzas dinámicas originadas por el sismo.

Los momentos torsionantes aplicados en el modelo de la propuesta 6, fueron los que se observan en la tabla V.1. Cabe señalar que tanto la revisión por cortante basal y el efecto de torsión fueron ajustados para cada uno de los modelos analizados.

Tabla V.1. Efecto de torsión en estructura modificada

Nivel	Dirección X						Dirección Z					
	$e_{si}$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$1.5e_s + e_a$ (m)	$V_{Dj}$ (tonf)	$F_{Dj}$ (tonf)	$T_i$ (tonf m)	$e_{si}$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$1.5e_s + e_a$ (m)	$V_{Dj}$ (tonf)	$F_{Dj}$ (tonf)	$T_i$ (tonf m)
<b>AZ</b>	0.43	5.14	5.79	112.73	112.73	652.66	1.05	1.19	2.77	214.77	214.77	594.27
<b>N3</b>	0.41	4.28	4.90	185.65	72.92	357.39	1.01	0.99	2.51	354.97	140.20	351.40
<b>N2</b>	0.39	3.43	4.01	231.04	45.39	181.84	0.98	0.79	2.26	445.23	90.26	203.81
<b>N1</b>	1.33	3.24	5.23	280.75	49.71	260.07	0.10	1.35	1.50	576.36	131.13	197.09

## V.6. Resultados conforme a disposiciones reglamentarias de la estructura modificada

De acuerdo con las NTC-17, es necesario revisar que la reestructuración del inmueble no produzca que los elementos no intervenidos alcancen alguno de los estados límite de servicio o de falla, y en consecuencia la estructura presente un comportamiento desfavorable o inestable. Esto suele ocurrir cuando los elementos de refuerzo son colocados de manera asimétrica en la estructura.

### V.6.1. Estado límite de seguridad contra colapso

Como se mencionó, en la propuesta 6, al incluir los muros de cortante en dirección paralela al eje X, la distorsión límite permitida en dicha dirección de análisis se redujo a 0.010; sin embargo, en la dirección perpendicular Z, se conservó el límite de 0.015 establecido al inicio.

De forma similar a lo establecido en el capítulo IV.1, se obtienen las distorsiones de entrepiso presentadas en las tablas V.2 y V.3.

Tabla V.2. Distorsiones de entrepiso para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, estructura modificada

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 12			Combinación de carga 14		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi = \Delta x / H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi = \Delta z / H_i$
Z	1027	312.50	0.04	0.04	0.0001	0.98	0.98	0.0031
	1052	312.50	0.04	0.04	0.0001	0.97	0.97	0.0031
A	1028	312.50	0.04	0.04	0.0001	0.98	0.98	0.0031
	1053	312.50	0.04	0.04	0.0001	0.97	0.97	0.0031
B	1031	312.50	0.05	0.05	0.0002	0.98	0.98	0.0031
	1056	312.50	0.05	0.05	0.0002	0.97	0.97	0.0031
	2178	382.50	0.19	0.14	0.0004	4.06	3.08	0.0080
	2673	382.50	0.19	0.14	0.0004	4.04	3.07	0.0080
	3178	360.00	1.70	1.51	0.0042	8.23	4.17	0.0116
	3673	360.00	1.70	1.51	0.0042	8.00	3.96	0.0110
	4178	360.00	3.63	1.93	0.0054	11.43	3.19	0.0089
	4673	360.00	3.63	1.93	0.0054	10.91	2.91	0.0081
C	1034	312.50	0.05	0.05	0.0002	0.98	0.98	0.0031
	1059	312.50	0.05	0.05	0.0002	0.97	0.97	0.0031
	2187	382.50	0.20	0.15	0.0004	4.06	3.08	0.0080
	2682	382.50	0.20	0.15	0.0004	4.04	3.07	0.0080
	3187	360.00	1.84	1.64	0.0045	8.23	4.17	0.0116
	3682	360.00	1.84	1.64	0.0045	8.00	3.96	0.0110
	4187	360.00	3.94	2.10	0.0058	11.43	3.19	0.0089
	4682	360.00	3.94	2.10	0.0058	10.91	2.91	0.0081
D	1037	312.50	0.06	0.06	0.0002	0.98	0.98	0.0031
	1062	312.50	0.06	0.06	0.0002	0.97	0.97	0.0031
	1102	312.50	0.06	0.06	0.0002	0.96	0.96	0.0031
	2196	382.50	0.21	0.16	0.0004	4.06	3.08	0.0080
	2691	382.50	0.21	0.16	0.0004	4.04	3.07	0.0080
	3196	360.00	1.97	1.76	0.0049	8.23	4.17	0.0116
	3691	360.00	1.97	1.76	0.0049	8.00	3.96	0.0110
	4196	360.00	4.25	2.28	0.0063	11.43	3.19	0.0089
	4691	360.00	4.25	2.28	0.0063	10.91	2.91	0.0081

Tabla V.2. Distorsiones de entrepiso para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, estructura modificada (continuación)

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 12			Combinación de carga 14		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi = \Delta x / H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi = \Delta z / H_i$
E	1040	312.50	0.06	0.06	0.0002	0.98	0.98	0.0031
	1065	312.50	0.06	0.06	0.0002	0.97	0.97	0.0031
	1105	312.50	0.06	0.06	0.0002	0.96	0.96	0.0031
	2205	382.50	0.23	0.16	0.0004	4.06	3.08	0.0080
	2700	382.50	0.23	0.16	0.0004	4.04	3.07	0.0080
	3205	360.00	2.11	1.88	0.0052	8.23	4.17	0.0116
	3700	360.00	2.11	1.88	0.0052	8.00	3.96	0.0110
	4205	360.00	4.55	2.44	0.0068	11.43	3.19	0.0089
	4700	360.00	4.55	2.44	0.0068	10.91	2.91	0.0081
F	1043	312.50	0.07	0.07	0.0002	0.98	0.98	0.0031
	1068	312.50	0.07	0.07	0.0002	0.97	0.97	0.0031
	1108	312.50	0.07	0.07	0.0002	0.96	0.96	0.0031
	2214	382.50	0.24	0.17	0.0004	4.06	3.08	0.0080
	2709	382.50	0.24	0.17	0.0004	4.04	3.07	0.0080
	3214	360.00	2.25	2.01	0.0056	8.23	4.17	0.0116
	3709	360.00	2.25	2.01	0.0056	8.00	3.96	0.0110
	4214	360.00	4.87	2.62	0.0073	11.43	3.19	0.0089
	4709	360.00	4.87	2.62	0.0073	10.91	2.91	0.0081
G	1046	312.50	0.07	0.07	0.0002	0.98	0.98	0.0031
	1071	312.50	0.07	0.07	0.0002	0.97	0.97	0.0031
	2223	382.50	0.25	0.18	0.0005	4.06	3.08	0.0080
	2718	382.50	0.25	0.18	0.0005	4.04	3.07	0.0080
	3223	360.00	2.39	2.14	0.0059	8.23	4.17	0.0116
	3718	360.00	2.39	2.14	0.0059	8.00	3.96	0.0110
	4223	360.00	5.19	2.80	0.0078	11.43	3.19	0.0089
	4718	360.00	5.19	2.80	0.0078	10.91	2.91	0.0081
	H	1049	312.50	0.08	0.08	0.0003	0.98	0.98
1074		312.50	0.08	0.08	0.0003	0.97	0.97	0.0031
2232		382.50	0.27	0.19	0.0005	4.06	3.08	0.0080
2727		382.50	0.27	0.19	0.0005	4.04	3.07	0.0080
3232		360.00	2.53	2.26	0.0063	8.23	4.17	0.0116
3727		360.00	2.53	2.26	0.0063	8.00	3.96	0.0110
4232		360.00	5.50	2.97	0.0082	11.43	3.19	0.0089
4727		360.00	5.50	2.97	0.0082	10.91	2.91	0.0081

## V.6.2. Limitación de daños ante sismos frecuentes

Al igual que en el capítulo IV, las distorsiones de entrepiso no deben exceder de 0.002 para estructuras en las que los desplazamientos laterales puedan provocar daños en los elementos no estructurales.

Tabla V.3. Distorsiones de entrepiso para revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes, estructura modificada

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 29			Combinación de carga 31		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi = \Delta x / H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi = \Delta z / H_i$
Z	1027	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1052	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
A	1028	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1053	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
B	1031	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1056	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	2178	382.50	0.03	0.03	0.0001	0.47	0.35	0.0009
	2673	382.50	0.03	0.03	0.0001	0.46	0.35	0.0009
	3178	360.00	0.30	0.26	0.0007	0.94	0.47	0.0013
	3673	360.00	0.30	0.26	0.0007	0.92	0.45	0.0013
	4178	360.00	0.68	0.38	0.0011	1.31	0.37	0.0010
	4673	360.00	0.68	0.38	0.0011	1.26	0.34	0.0010
C	1034	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1059	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	2187	382.50	0.03	0.03	0.0001	0.47	0.35	0.0009
	2682	382.50	0.03	0.03	0.0001	0.46	0.35	0.0009
	3187	360.00	0.31	0.27	0.0008	0.94	0.47	0.0013
	3682	360.00	0.31	0.27	0.0008	0.92	0.45	0.0013
	4187	360.00	0.70	0.40	0.0011	1.31	0.37	0.0010
	4682	360.00	0.70	0.40	0.0011	1.26	0.34	0.0010
D	1037	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1062	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1102	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	2196	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.47	0.35	0.0009
	2691	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.46	0.35	0.0009
	3196	360.00	0.32	0.28	0.0008	0.94	0.47	0.0013
	3691	360.00	0.32	0.28	0.0008	0.92	0.45	0.0013
	4196	360.00	0.72	0.41	0.0011	1.31	0.37	0.0010
	4691	360.00	0.72	0.41	0.0011	1.26	0.34	0.0010

Tabla V.3. Distorsiones de entrepiso para revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes, estructura modificada (continuación)

Eje	Nudos	H (cm)	Dirección X			Dirección Z		
			Combinación de carga 29			Combinación de carga 31		
			$\delta x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Psi=\Delta x/H_i$	$\delta z$ (cm)	$\Delta z$ (cm)	$\Psi=\Delta z/H_i$
E	1040	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1065	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1105	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	2205	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.47	0.35	0.0009
	2700	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.46	0.35	0.0009
	3205	360.00	0.33	0.29	0.0008	0.94	0.47	0.0013
	3700	360.00	0.33	0.29	0.0008	0.92	0.45	0.0013
	4205	360.00	0.75	0.42	0.0012	1.31	0.37	0.0010
	4700	360.00	0.75	0.42	0.0012	1.26	0.34	0.0010
F	1043	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1068	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1108	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	2214	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.47	0.35	0.0009
	2709	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.46	0.35	0.0009
	3214	360.00	0.34	0.30	0.0008	0.94	0.47	0.0013
	3709	360.00	0.34	0.30	0.0008	0.92	0.45	0.0013
	4214	360.00	0.77	0.43	0.0012	1.31	0.37	0.0010
	4709	360.00	0.77	0.43	0.0012	1.26	0.34	0.0010
G	1046	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1071	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	2223	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.47	0.35	0.0009
	2718	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.46	0.35	0.0009
	3223	360.00	0.35	0.31	0.0009	0.94	0.47	0.0013
	3718	360.00	0.35	0.31	0.0009	0.92	0.45	0.0013
	4223	360.00	0.79	0.44	0.0012	1.31	0.37	0.0010
	4718	360.00	0.79	0.44	0.0012	1.26	0.34	0.0010
	4727	360.00	0.82	0.46	0.0013	1.26	0.34	0.0010
H	1049	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	1074	312.50	0.01	0.01	0.0000	0.11	0.11	0.0004
	2232	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.47	0.35	0.0009
	2727	382.50	0.04	0.03	0.0001	0.46	0.35	0.0009
	3232	360.00	0.36	0.32	0.0009	0.94	0.47	0.0013
	3727	360.00	0.36	0.32	0.0009	0.92	0.45	0.0013
	4232	360.00	0.82	0.46	0.0013	1.31	0.37	0.0010
	4727	360.00	0.82	0.46	0.0013	1.26	0.34	0.0010

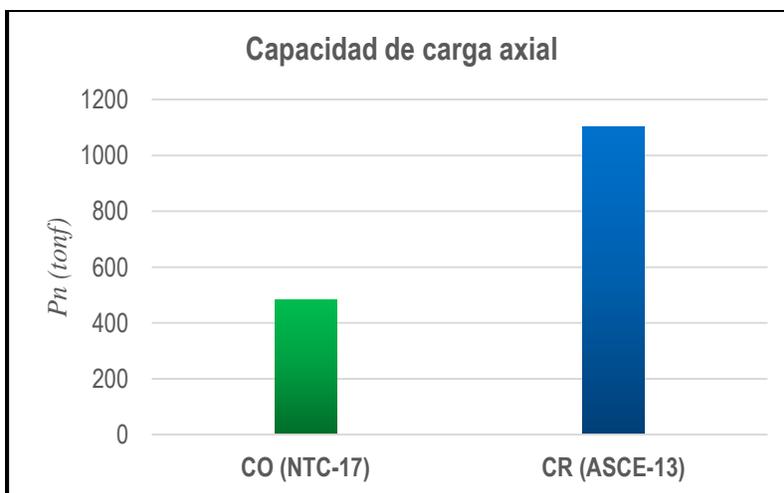
Como ya se mencionó anteriormente y por lo que se observa en las tablas V.2 y V.3, el reforzamiento propuesto para el Edificio I, Torre de Ciencias Básicas, cumple satisfactoriamente con el estado límite de seguridad contra colapso y limitación de daños ante sismos frecuentes.

### V.6.3. Estado límite de falla

En el capítulo IV.2, se concluyó que las trabes y nervaduras cumplían con el estado límite de falla dado que las relaciones  $A_{s_{req}}/A_{s_{nom}}$  tenían como mucho valores aceptables entre 0.80 y 1.10. En cambio, las columnas presentaban valores inaceptables entre 1.20 y 3.97, por lo tanto, es necesario reforzarlas. Se propone colocar un encamisado metálico y, en el caso de las columnas C-1, ampliar su sección transversal.

Las columnas encamisadas son elementos de sección compuesta, por lo que su resistencia puede considerarse igual a la suma de las resistencias de la columna de concreto y del encamisado. Además, es necesario considerar el incremento en la capacidad de carga del concreto por efecto del confinamiento adicional que otorgan los cuatro ángulos. Para esto, se multiplica la resistencia a la compresión del concreto,  $f'_c$ , por un factor de confinamiento,  $k$ , el cual está en función de la geometría de los elementos. (Ranjan Sahoo, Pasala, & Durgesh, 2009).

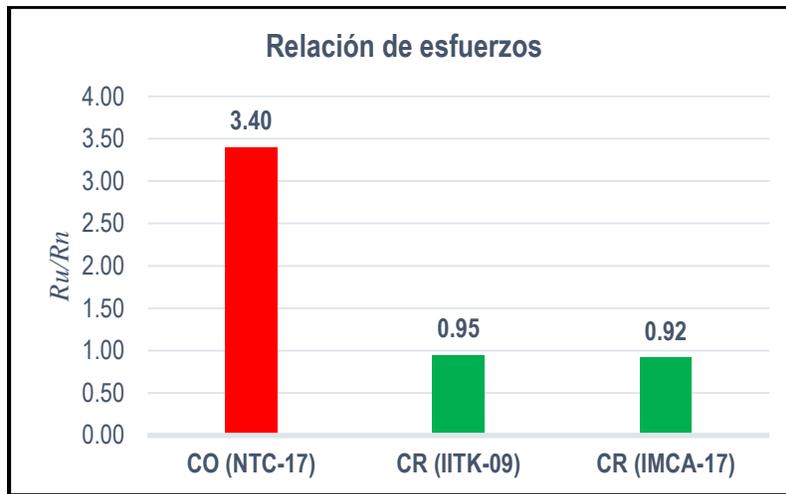
Con el objetivo de apreciar la diferencia entre una columna con y sin encamisado; para la columna C-4 del entrepiso PB-N1, se calculó la capacidad de carga axial en su estado original (CO) de acuerdo con las NTC-17 y en su estado reforzado (CR) con la expresión propuesta en el artículo publicado por la *American Society of Civil Engineers* (ASCE), (Campione, 2013). De esta manera, en el gráfico V.1 se observa que el encamisado metálico incrementa significativamente la resistencia del elemento.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico V.1. Capacidad de carga axial con y sin encamisado (C-4)

Por otro lado, para la misma columna, se calculó su relación de esfuerzos tomando en cuenta la metodología propuesta por el *Indian Institute of Technology Kanpur* (IITK) (Ranjan Sahoo, Pasala, & Durgesh, 2009) y la presentada en el Manual de Construcción en Acero (IMCA, 2017) para secciones compuestas.



Fuente: Elaboración propia

Gráfico V.2. Relación de esfuerzos con y sin encamisado (C-4)

Como se observa en el gráfico V.2, la columna, en su estado original presenta una relación de esfuerzos inaceptable para su combinación de carga más desfavorable, mientras que, al ser encamisada, ésta relación disminuye, adquiriendo valores inferiores a la unidad, con ambas metodologías.

En el Apéndice E, se muestra a detalle el cálculo de la resistencia nominal de una columna encamisada y su relación de esfuerzos; además, ésta última se puede observar para cada columna, en la figura V.10. Así mismo, en la tabla V.4, se presenta la configuración final del encamisado, resultado de uniformizar los valores obtenidos en cada columna para cada entrespiso.

Tabla V.4. Configuración del encamisado metálico

Entrespiso	Ángulos	Soleras			
		d (ancho)		s' (espacio entre soleras)	t' (espesor)
		intermedias	extremas		
PB-N1 N1-N2	LI 4" x 3/8"	6"	9"	30 cm	13 mm
N2-N3 N3-AZ	LI 4" x 3/8"	5"	8"	30 cm	13 mm

Las “patas de gallo” fueron diseñadas con base en el código AISC-LRFD-2010 (Load and Resistance Factor Design) utilizando perfiles comerciales de acero CE 6 x 10 (152 x 15.6) de acuerdo con el Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). En el Apéndice F, se muestra a detalle la metodología empleada para el cálculo de su resistencia y las relaciones de esfuerzo resultantes; estas últimas se pueden observar en las figuras V.11 y V.12.

Finalmente, para las columnas C-1, el cálculo del área de acero de refuerzo necesario se realizó con la metodología mostrada en el Apéndice C, y se agrega como refuerzo adicional alrededor de la columna original tal como se muestra en la figura V.14. En la tabla V.5, se presentan los valores uniformizados de acero de refuerzo para dichas columnas en cada entrepiso.

*Tabla V.5. Acero de refuerzo para columnas C-1*

<b>Entrepiso</b>	<b><math>A_{s_{req}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Acero de refuerzo</b>
PB-N1	135.76	12 # 12
N1-N2	145.91	16 # 12
N2-N3	194.86	18 # 12
N3-AZ	71.82	16 # 8

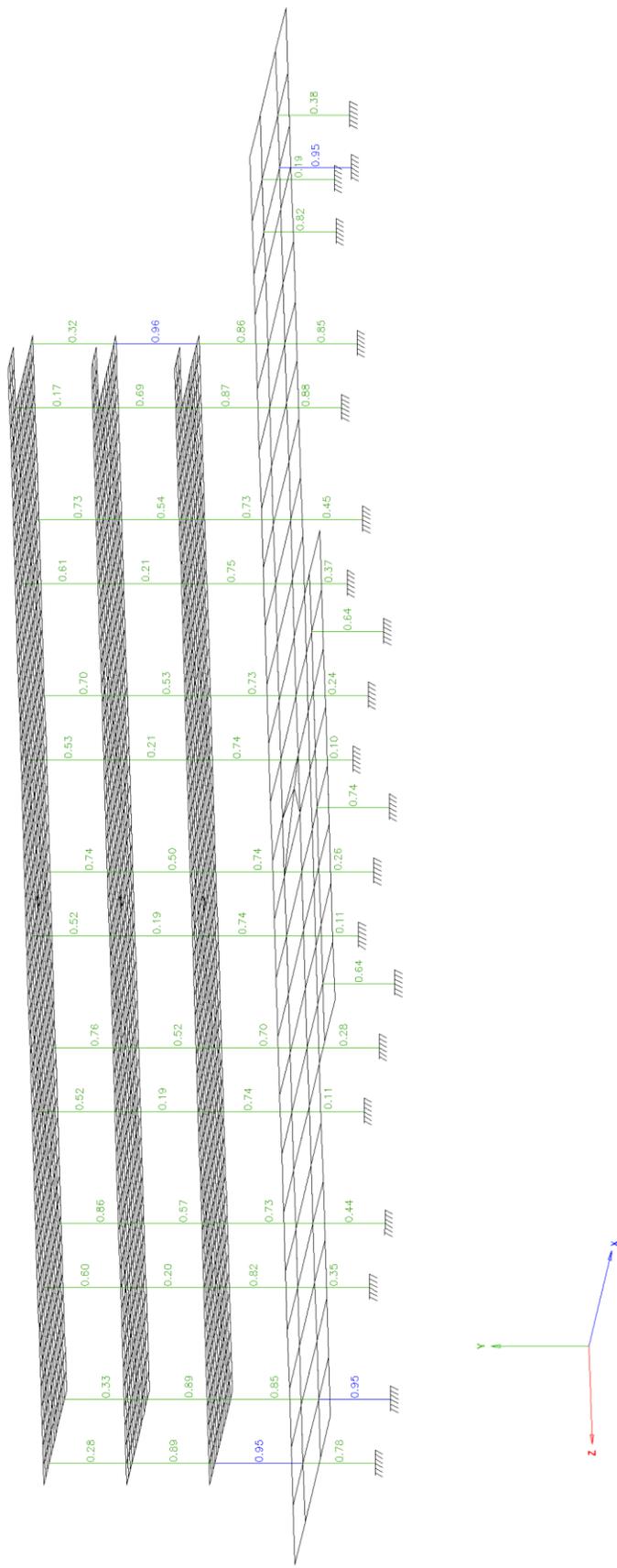


FIGURA V.10. RELACIONES DE ESFUERZO EN COLUMNAS REFORZADAS

SIMBOLOGIA

- $R_u/R_n < 0.90$
- $0.90 \leq R_u/R_n \leq 1.00$
- $R_u/R_n > 1.00$

Tesis Profesional



PROPIEDAD DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	Preside: JGCH
Presidente:	ESTADO LIMITE DE FALLA
Director de Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	Preside: JGCH
Presidente:	ESTADO LIMITE DE FALLA
Director de Tesis:	ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	Preside: JGCH
Presidente:	ESTADO LIMITE DE FALLA

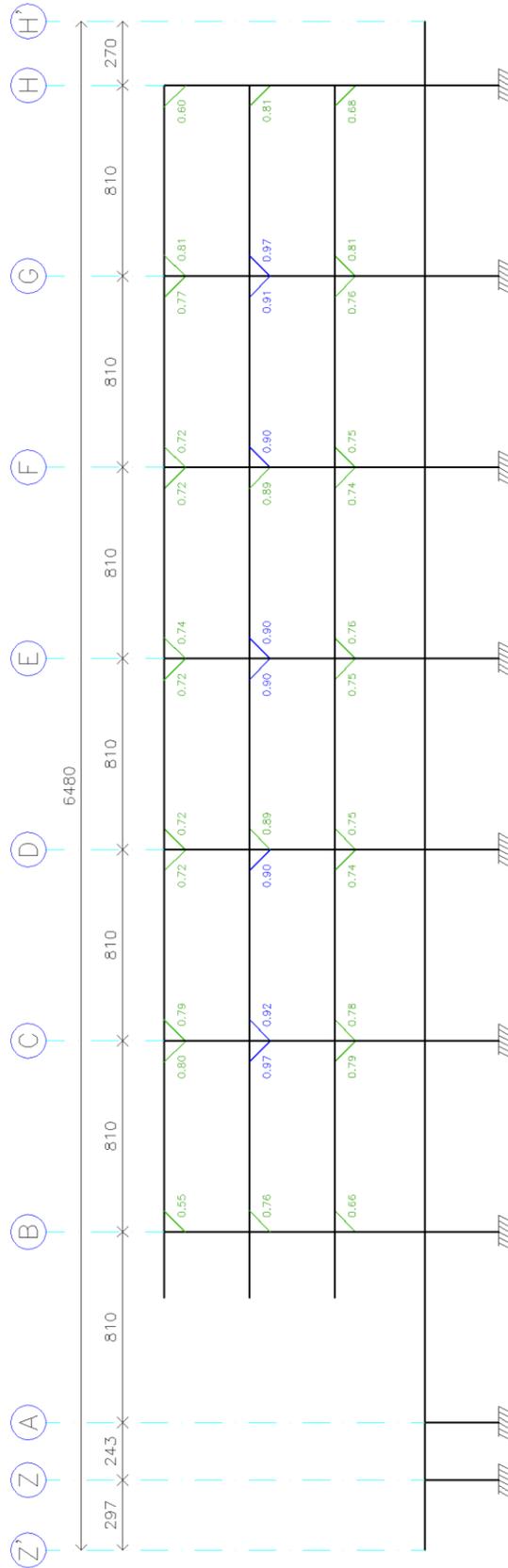


FIGURA V.11. RELACIONES DE ESFUERZO EN "PATAS DE GALLO", MARCO EJE 2

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS

S I M B O L O G I A

$R_d/R_n < 0.90$   
 $0.90 \leq R_d/R_n \leq 1.00$   
 $R_d/R_n > 1.00$

Tesis Profesional



PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director del Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité de Reforzamiento:	JGCH
Estado:	REVISADO
Fecha:	11/30/2018
Proyecto:	ESTADO LIMITE DE FALLA
Fecha de Emisión:	11/30/2018
Edición:	1.0

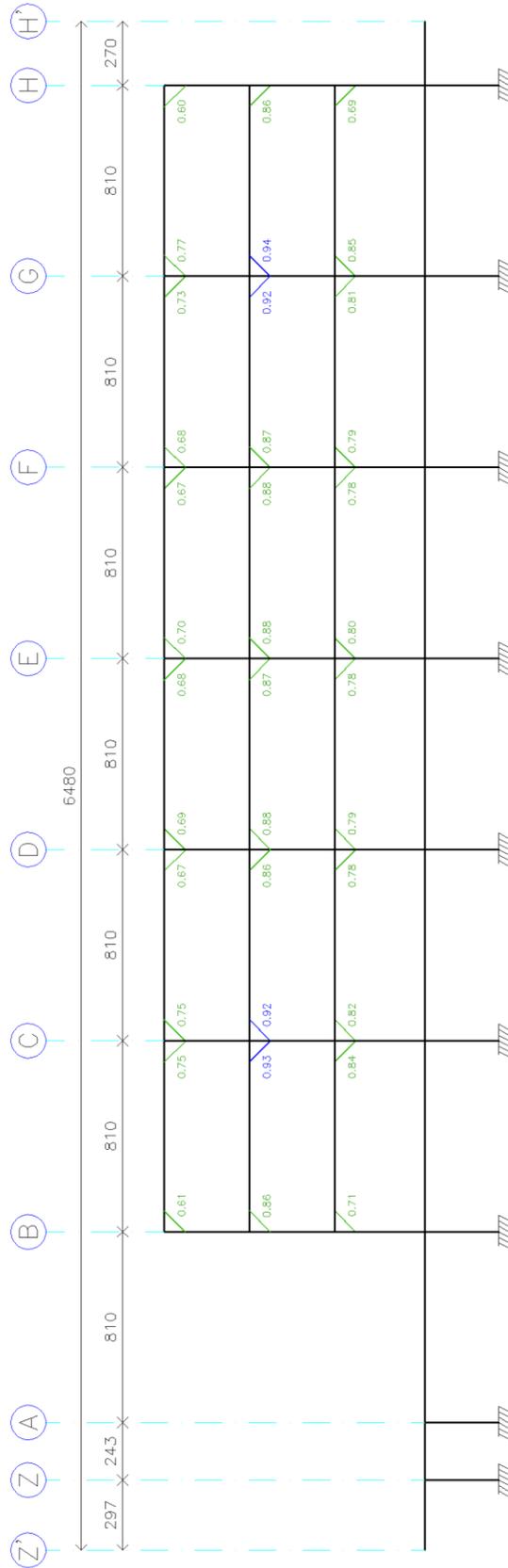


FIGURA V.12. RELACIONES DE ESFUERZO EN "PATAS DE GALLO", MARCO EJE 1

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS

S I M B O L O G I A

$$R_w/R_n < 0.90$$

$$0.90 \leq R_w/R_n \leq 1.00$$

$$R_w/R_n > 1.00$$

Tesis Profesional



PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presentado por: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director del Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité de Reforzamiento: (Presidente) JGCH (Secretario) CAP, V (Asesor) (1:300)

Elaborado en: ESTADO LIMITE DE FALLA (Fecha) SEP. 2018 (Versión) V.1.2

## **V.7. Consideraciones constructivas**

El diseño detallado de la propuesta de reforzamiento queda fuera de los alcances del presente trabajo, por ello en este capítulo no se muestra el diseño de conexiones, armado de los muros de concreto ni cimentación. Sin embargo, es importante mencionar a nivel de ingeniería básica, algunos aspectos que se deben tomar en cuenta para la correcta implementación de la propuesta definitiva.

### **V.7.1. Columnas encamisadas**

Como se ha mencionado anteriormente, se propone reforzar las columnas C-2, C-3, C-4 y C-5 con un encamisado metálico (figura V.13) a base de 4 perfiles L1 (ángulos de lados iguales). Dichos ángulos son unidos a las esquinas de la columna por medio de resina epóxica que proporcione adherencia entre el encamisado metálico y la columna existente, para ello es necesario limpiar la zona y retirar una delgada capa de concreto de manera tal que se obtenga una superficie rugosa. Además, los perfiles deben ser unidos entre sí por medio de soleras que impidan el pandeo local de los perfiles de acero y den cierto confinamiento al concreto igual que lo hacen sus estribos. Si se calientan las soleras antes de soldarlas, estas se dilatan y, al enfriarse, el esfuerzo por contracción contribuye a un mejor confinamiento.

Por otro lado, se requiere especial atención en la unión de la columna con el capitel (macizo de concreto) y de la columna con la cimentación, para lograrlo, se suele colocar un collar de acero alrededor de la columna, éste distribuye los esfuerzos y evita que se presente una falla por punzonamiento. Un mejor comportamiento del encamisado ante cargas laterales se obtiene si las soleras en los extremos de la columna tienen un ancho mayor disminuyendo la longitud efectiva (Ranjan Sahoo, Pasala, & Durgesh, 2009).

### **V.7.2. “Patas de gallo”**

Estos miembros, diseñados como dos perfiles CE 6 x 10 espalda con espalda, pueden tener una conexión atornillada o soldada, las placas base que recibirán los perfiles de acero deben ser conectadas a la estructura por medio de anclaje en los marcos correspondientes. Dado que para las columnas C-1 se propone realizar una ampliación en su sección transversal, los elementos de anclaje pueden quedar ahogados en el concreto nuevo mientras que, en el resto de columnas, la placa base puede ser soldada al mismo encamisado metálico. En el caso de la conexión con el sistema de piso, ésta se sujetaría al macizo de concreto por medio de pernos que promuevan una correcta transmisión de esfuerzos. (ver figuras V.13 y V.15)

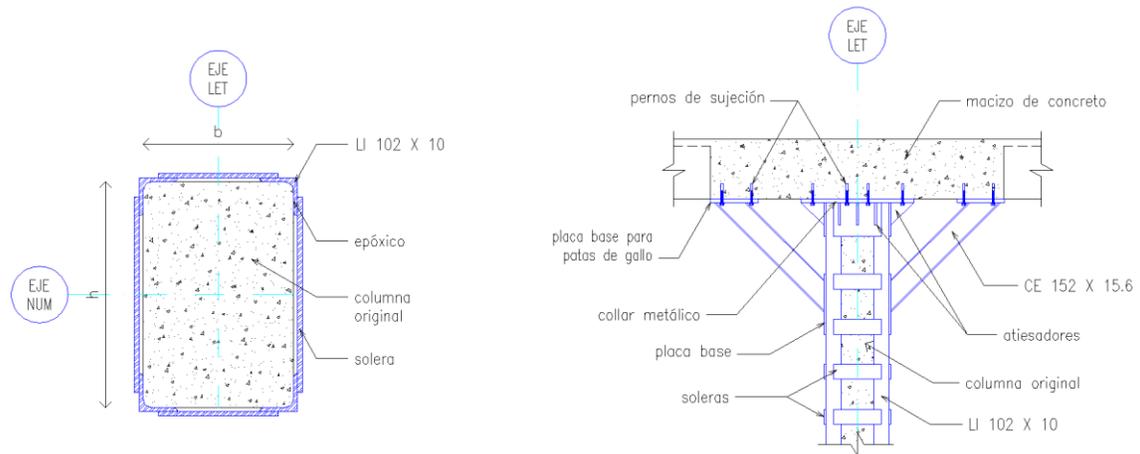


FIGURA V.13. DETALLE ESQUEMÁTICO DE ENCAMISADO Y PATAS DE GALLO

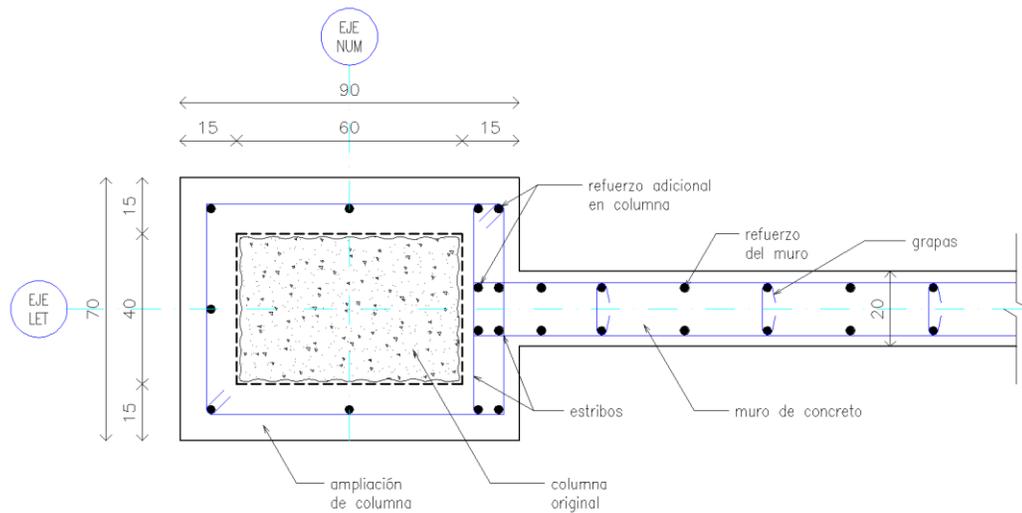


FIGURA V.14. DETALLE ESQUEMÁTICO DE AMPLIACIÓN DE COLUMNAS C-1 Y CONEXIÓN CON MURO DE CONCRETO

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

 Testis Profesional:			
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Revisó:	Archivó:	Escaló:
REFORZAMIENTO	JGCh	CAP, V	S/E
Dibujó:	Firmó:	Fecha:	Figura:
DETALLES DE REFORZAMIENTO	SEP. 2018	(V.13.V.14)	

### **V.7.3. Columnas ampliadas**

Para las columnas C-1, se propuso ampliar su sección 15 cm por lado de modo que sus dimensiones finales sean 70 x 90 cm; para ello es necesario retirar el concreto exterior de la columna y obtener una superficie rugosa que permita una correcta adherencia entre el concreto viejo y el nuevo, promoviendo un comportamiento monolítico. Una vez hecho esto, se coloca el acero de refuerzo adicional tanto longitudinal como transversal (figura V.14). Lo ideal es que el armado pase a través de la losa; sin embargo, en este caso en particular, la presencia de los macizos de concreto podría dificultar dicha acción, en consecuencia, se podrían colocar elementos de conexión que garanticen la transmisión de esfuerzos.

### **V.7.4. Muros estructurales**

Estos muros tienen la función de reducir los desplazamientos e incrementar la capacidad del edificio ante cargas laterales. En este caso, los muros propuestos de concreto reforzado serían colados en obra dentro de los límites del marco existente. Se debe garantizar una adecuada conexión por medio de anclajes en las columnas y traveses correspondientes; si en un análisis más detallado se concluye que no es posible anclar el muro a las traveses del marco, este puede omitirse y solo anclar a las columnas. Además, al agregar un muro, las columnas actúan como elementos perimetrales y deben ser reforzadas para resistir los esfuerzos que el muro les transfiera ante cargas laterales. En las figuras V.14 y V.16 se muestran esquemas que ilustran lo descrito.

### **V.7.5. Cimentación**

Todas las modificaciones que se realizan para reforzar la estructura cambian la forma en la que ésta resiste y transfiere las cargas sísmicas. Estos cambios pueden afectar a la cimentación, por lo tanto, debe ser rediseñada para que sea capaz de transmitir adecuadamente la carga al suelo. En este caso particular la inclusión de muros estructurales en los ejes B y H, obliga a que las zapatas Z-2 (ver figura II.2) sean modificadas de manera tal que formen una zapata corrida en vez de dos aisladas, ya que deben transmitir al suelo nuevas cargas impuestas por los muros y no solo por las columnas como ocurre en su estructuración original (ver figura V.17).

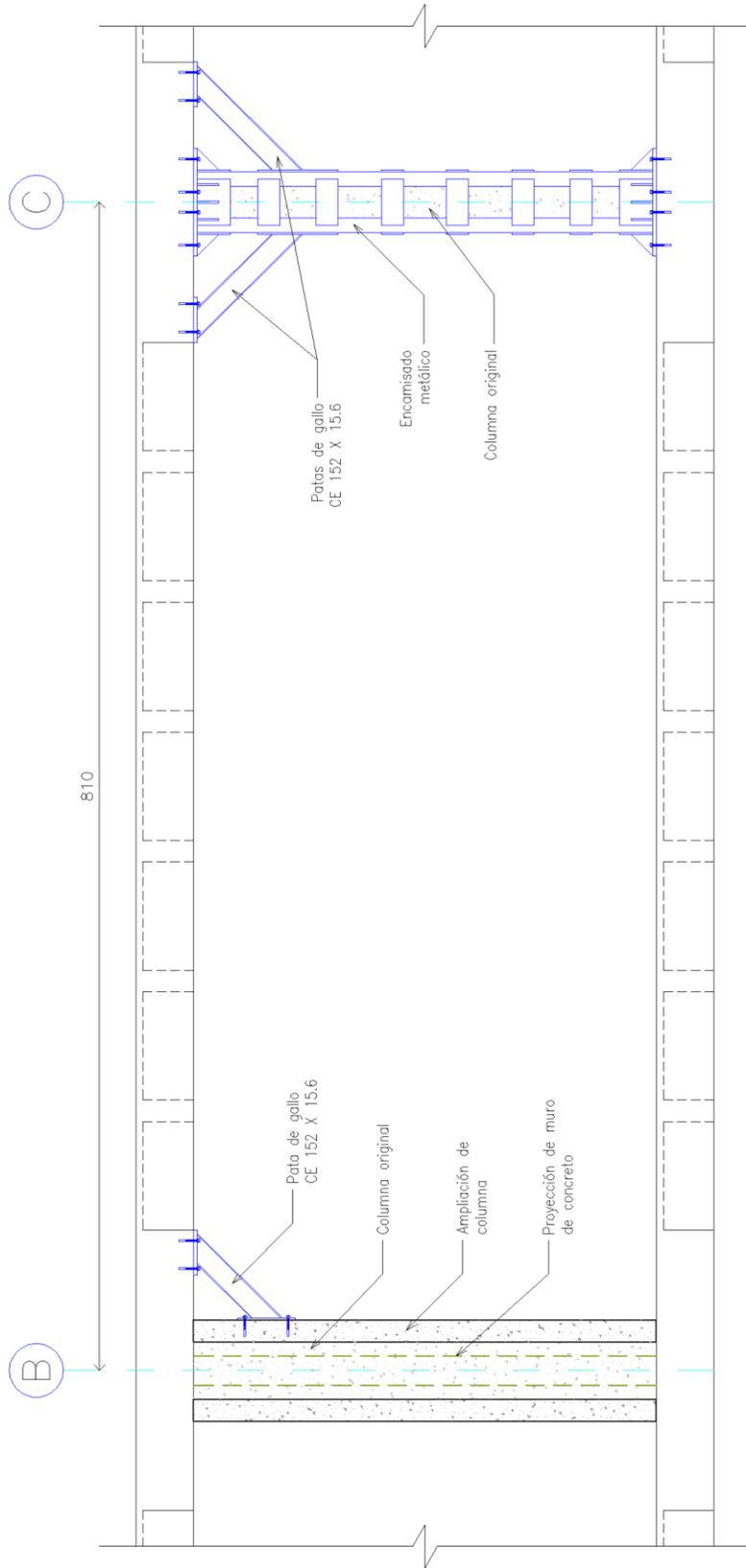


FIGURA V.15. ESQUEMA GENERAL DE PROPUESTA DE REFORZAMIENTO EN MARCOS EJE NÚMERO

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

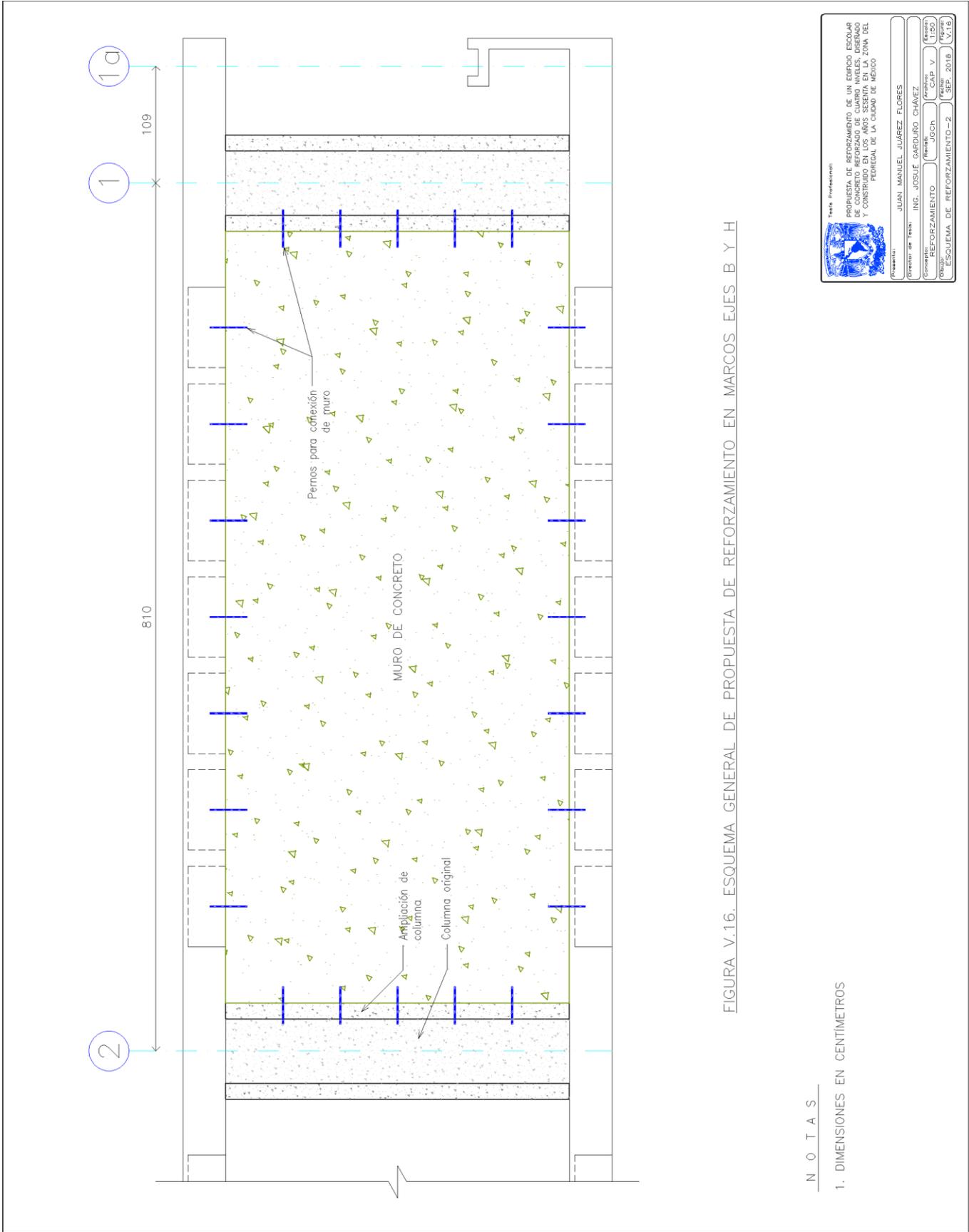
Tesis Profesional:  PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES

Director de Tesis: ING. JOSÉ GARDUÑO CHÁVEZ

Comité: REFORZAMIENTO (Fecha: JGCH) (Aprobado: CAP V) (Resolución: 1.150)

Publicación: ESQUEMA DE REFORZAMIENTO-1 (Fecha: SEP. 2018) (Volumen: V.15)

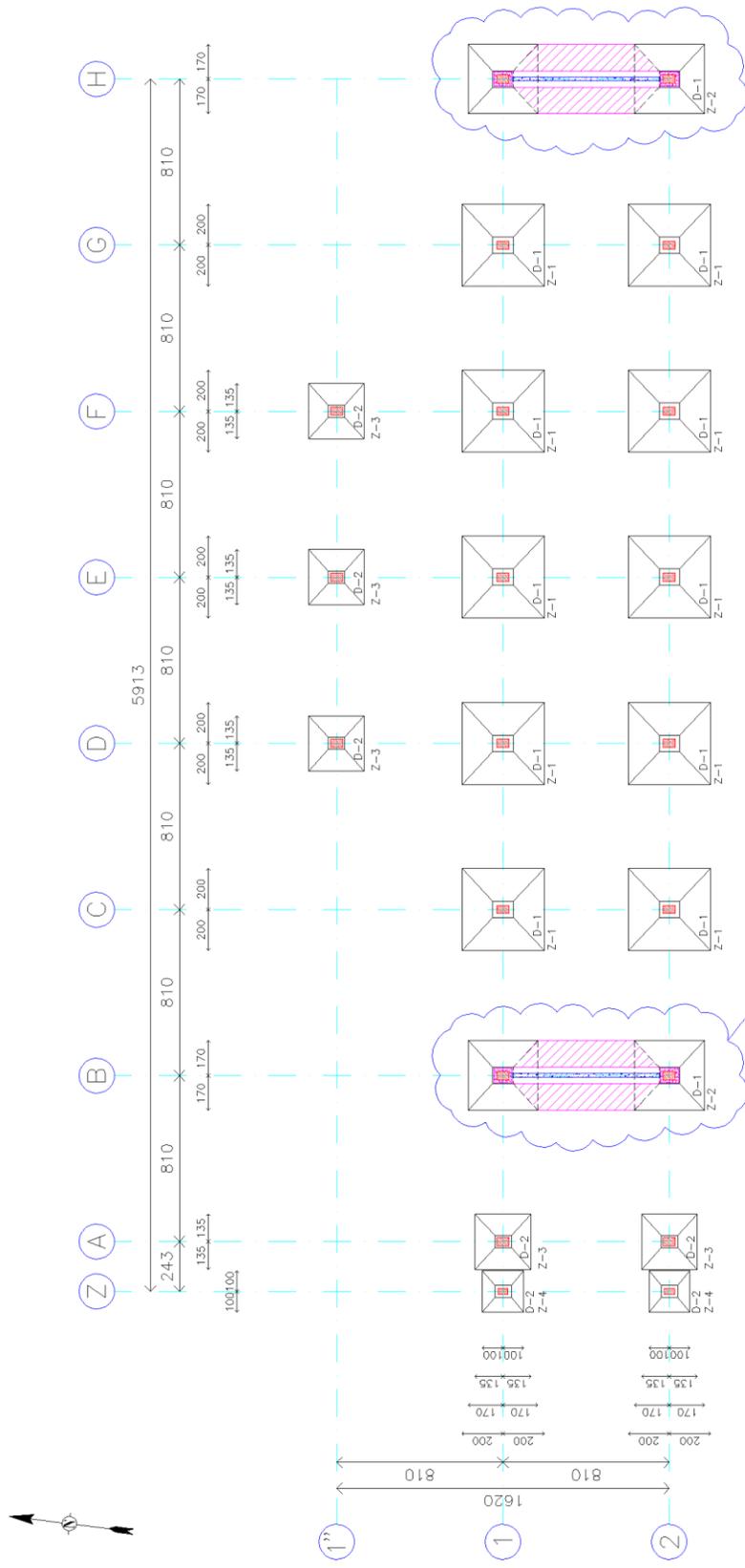


N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS

FIGURA V.16. ESQUEMA GENERAL DE PROPOSTA DE REFORZAMIENTO EN MARCOS EJES B Y H

<p>Tesis Profesional:  <b>PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO</b></p>	
Presenta:	JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES
Director de Tesis:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Comité:	REFORZAMIENTO
Revisor:	JGCH
Asesor:	CAP V
Fecha:	15/09/2018
Publicación:	ESQUEMA DE REFORZAMIENTO-2
Fecha de Publicación:	15/09/2018



Propuesta de ampliación para su revisión

FIGURA V.17. PROPUESTA DE MODIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

**N O T A S**  
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS

**S I M B O L O G Í A**

- Z ZAPATA
- D DADO
- COLUMNA
- MURO DE CONCRETO

Tesis Profesional:  
**PROYECTO DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

Presenta: **JUAN MANUEL JUÁREZ FLORES**

Director de Tesis: **ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ**

Comité: **REFORZAMIENTO** (Fecha: **JGCH**) (CAP. V) (Revisión: **1,350**)

Modificación A. CIMENTACIÓN (Fecha: **SEP. 2018**) (V.17)

## VI. CONCLUSIONES

El Edificio I, Torre de Ciencias Básicas, es un edificio con poco más de 50 años de antigüedad y, afortunadamente ninguno de los sismos que se han presentado a lo largo de su vida útil, han afectado de manera irremediable su estructura; sin embargo, a pesar de que, en apariencia, podría decirse que es un edificio seguro, los dos trabajos de tesis de evaluación de seguridad estructural realizadas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementaria de 2004 y de 2017 concluyen que el inmueble no satisface los Estados Límite de Falla, Seguridad Contra Colapso ni Limitación de Daños Ante Sismos Frecuentes en su condición actual.

Por lo anterior, con el objetivo de otorgar mayor seguridad a quienes hacen uso del inmueble, es necesario implementar el proyecto de reforzamiento que se ha descrito en los capítulos anteriores o cualquier otro que se derive de un análisis más exhaustivo y detallado.

Respecto a la propuesta que se analizó, cabe señalar que:

- En su estado actual, la estructura, es propensa a desarrollar desplazamientos inaceptables debido a cargas laterales por sismo. Ante esto, los muros de concreto, las “patas de gallo” y los encamisados en columnas son los encargados de disminuir dichos desplazamientos gracias a que aportan mayor rigidez al edificio.
- De acuerdo con el modelo analítico, el incremento en la rigidez y ductilidad de la estructura, disminuye a su vez los elementos mecánicos principalmente en las columnas. Y, en consecuencia, éstas cumplen de manera satisfactoria el estado límite de falla.
- Se requiere revisar la cimentación del edificio y de ser necesario, realizar las modificaciones pertinentes debido a que los nuevos elementos, cambian la manera en que la estructura trasmite la carga hacia la cimentación, principalmente por la inclusión de los muros estructurales de concreto.
- Las trabes del edificio cumplen con el estado límite de falla, e incluso, varias de ellas presentan una relación,  $A_{S_{req}}/A_{S_{nom}}$ , menor a 0.50, valores más que satisfactorios. Además, ninguna modificación debida al reforzamiento tiene un efecto perjudicial en ellas.
- La teoría disponible actualmente para analizar y determinar la resistencia de columnas encamisadas con ángulos de acero es aún limitada. Como se puede observar en el Apéndice E se usaron teorías básicas de mecánica de materiales en conjunto con la metodología utilizada en la investigación de Ranjan Sahoo, Pasala y Durgesh de 2009. Sin embargo, el comportamiento de estos elementos podría ser más complejo.

- Las conexiones mostradas en el capítulo V tienen el objetivo de ser únicamente ilustrativas. La ingeniería de detalle para cada conexión columna-trabe se deberá verificar en campo para lograr una correcta transmisión de esfuerzos, el diseño definitivo de éstas, queda fuera de los alcances que se pretenden cubrir en este trabajo.
- Es recomendable extraer corazones de concreto y realizar pruebas a los mismos para obtener un valor más preciso de su resistencia. Además, se deberá verificar las dimensiones de los elementos y que la cuantía de acero de refuerzo nominal coincida con la especificada en los planos estructurales.

La Torre de Ciencias Básicas del anexo de la Facultad de Ingeniería, es solo uno de muchos inmuebles que requieren la implementación de un proyecto de reforzamiento o rehabilitación, algunos tienen además un gran valor histórico, pero más allá de eso, lo más importante es disminuir la probabilidad de que sus elementos estructurales fallen localmente o en conjunto, causando daño en la estructura o colapso, y en consecuencia pérdida de contenidos y vidas humanas.

## VII. REFERENCIAS

1. Aguilar, J., Breña, S., Del Valle, E., Iglesias, J., Picado, M., Jara, M., & Jirsa, J. (1996). *Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings in Mexico City*. Austin, Texas.
2. Badalamenti, V., Campione, G., & Mangiavillano, M. (2010). Simplified Model for Compressive Behavior of Concrete Columns Strengthened by Steel Angles and Strips. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 230-238.
3. Bazán, E., & Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.
4. Benítez López, A. (1990). *Reforzamiento de un edificio de seis niveles para adecuarlo al reglamento 1987 del Distrito Federal*. México.
5. Campione, G. (2013). RC Columns Strengthened with Steel Angles and Battens: Experimental Results and Design Procedure. *Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE*.
6. Federal Emergency Management Agency. (FEMA 547). *Techniques for de seismic rehabilitation of existing buildings* (2006 ed.). Washington, DC.
7. Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En *Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México* (págs. 44-83). Recuperado el 25 de enero de 2018, de <http://www.smie.org.mx/layout/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-ciudad-mexico-2017.pdf>
8. Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis. (2017). Normas Tecnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En *Reglamento de Costrucciones para la Ciudad de México*. Obtenido de <http://www.smie.org.mx/layout/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-ciudad-mexico-2017.pdf>
9. Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis. (2017). Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones. En *Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México* (pág. 689). Obtenido de <http://www.smie.org.mx/layout/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-ciudad-mexico-2017.pdf>
10. Garduño Chávez, J. (2008). *Estudios sobre la estabilidad y seguridad estructural, en las condiciones actuales, del edificio Museo Universitario del Chopo*. D.F., México.
11. González Cuevas, O. M., Guerrero Correa, J. J., Gómez González, B., & Flores Díaz, F. A. (2007). Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 53-70.
12. Iglesias J., J., Robles F.V., F., De la Cera A., J., & González Cuevas, O. M. (1985). *Reparación de estructuras de concreto y mampostería (Versión preliminar)*. D.F., México.
13. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (2017). *Manual de Construcción en Acero* (5a ed.). México: Limusa.
14. López Cruz, M. Á. (2017). *Evaluación de seguridad estructural de un edificio escolar de concreto reforzado de cuatro niveles, diseñado y construido en los años sesenta en la zona del pedregal de la Ciudad de México*. Ciudad de México.

15. Meli, R. (2011). *Diseño Estructural* (02 ed.). Mexico: Limusa.
16. Raigosa Tuk, E. (2010). *Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales*. Costa Rica.
17. Ranjan Sahoo, D., Pasala, N., & Durgesh, R. (2009). *Seismic Strengthening of RC columns using external steel cage*. India: Indian Institute of Technology Kanpur.
18. Remírez Ortiz, J., Barcena Diaz, J., & Feijoo Gil, J. (1977). Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigon armado. *Informes de la Construcción*, 30(290), 57-68.
19. Soto Barraza, E. N. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto*. D.F., México.
20. Zárate, G., Ayala, A. G., & García, O. (2003). Método Sísmico Estático para Edificios Asimétricos: Revisión de Enfoques. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 25-41.

## VIII. APÉNDICES

### Apéndice A. Cálculo de la excentricidad torsional

La excentricidad torsional  $e_s$ , es igual a la distancia entre el centro de torsión de cada nivel y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para calcularlo se aplicaron las acciones sísmicas en dirección X y Z, obteniendo así, los cortantes correspondientes a cada entrepiso (tabla VIII.1 y VIII.2). Para cada crujía en dirección paralela a los ejes coordenados X y Z, se sumaron los cortantes de las columnas participantes (tablas VIII.3 y VIII.4) de manera tal que multiplicándolos por su brazo de palanca medido respecto del punto con coordenadas (0,0) se obtuvieron los momentos de entrepiso.

Tabla VIII.1. Cortantes en columnas por sismo en dirección X

Sismo en X							
PB-N1		N1-N2		N2-N3		N3-AZ	
Columna	V (tonf)						
1	13.76	101	27.96	201	22.46	301	12.62
2	29.19	102	29.72	202	24.69	302	14.44
3	24.01	103	29.87	203	24.72	303	14.48
4	23.28	104	29.84	204	24.73	304	14.47
5	23.39	105	29.88	205	24.72	305	14.49
6	23.29	106	29.69	206	24.67	306	14.42
7	23.40	107	28.01	207	22.55	307	12.74
8	23.25	108	28.28	208	22.70	308	13.00
9	23.95	109	30.49	209	24.64	309	14.61
10	13.77	110	32.43	210	24.53	310	14.75
11	29.21	111	32.53	211	24.53	311	14.77
12	24.18	112	32.43	212	24.53	312	14.75
13	24.79	113	30.48	213	24.64	313	14.61
14	28.30	114	28.26	214	22.70	314	12.98
15	28.48	<b>V<sub>1</sub> = 419.86</b>		<b>V<sub>2</sub> = 336.77</b>		<b>V<sub>3</sub> = 197.12</b>	
16	28.30						
17	24.76						
18	24.17						
19	30.84						
20	30.95						
21	30.84						
<b>V<sub>o</sub> = 526.12</b>							

Tabla VIII.2. Cortantes en columnas por sismo en dirección Z

Sismo en Z							
PB-N1		N1-N2		N2-N3		N3-AZ	
Columna	V (tonf)						
1	11.33	101	24.91	201	20.29	301	11.37
2	31.47	102	33.14	202	26.71	302	16.20
3	28.99	103	31.89	203	25.59	303	15.30
4	29.10	104	32.13	204	25.82	304	15.49
5	29.24	105	31.85	205	25.61	305	15.30
6	29.22	106	33.41	206	26.65	306	16.18
7	29.12	107	23.18	207	20.35	307	11.33
8	29.75	108	25.97	208	21.13	308	12.00
9	25.95	109	34.76	209	27.89	309	16.95
10	11.33	110	33.35	210	26.74	310	16.04
11	31.47	111	33.76	211	26.98	311	16.24
12	28.96	112	33.32	212	26.75	312	16.05
13	29.13	113	35.05	213	27.84	313	16.95
14	29.04	114	24.31	214	21.26	314	11.98
15	29.31	<b>V<sub>1</sub> = 431.03</b>		<b>V<sub>2</sub> = 349.59</b>		<b>V<sub>3</sub> = 207.38</b>	
16	28.92						
17	29.78						
18	25.90						
19	29.77						
20	31.44						
21	29.76						
<b>V<sub>0</sub> = 578.96</b>							

Tabla VIII.3. Suma de cortantes por crujía (Sismo en X)

Crujía del eje	$\Sigma V$ (tonf)			
	PB-N1	N1-N2	N2-N3	N3-AZ
Z	27.53			
A	58.40			
B	48.19	56.24	45.16	25.61
C	48.08	60.21	49.32	29.05
D	82.53	62.30	49.24	29.24
E	82.72	62.37	49.25	29.24
F	82.54	62.31	49.24	29.24
G	48.01	60.16	49.31	29.03
H	48.12	56.26	45.24	25.71

Tabla VIII.4. Suma de cortantes por cruja (Sismo en Z)

CRUJÍA DEL EJE	$\Sigma V$ (tonf)			
	PB-N1	N1-N2	N2-N3	N3-AZ
1 <sup>o</sup>	90.97			
1	243.83	220.53	178.58	106.20
2	244.16	210.50	171.01	101.18

Para sismo aplicado en dirección X (con datos de la tabla VIII.3).

$$M_{PB-N1} = (27.53 \cdot 2.97) + (58.40 \cdot 5.40) + (48.19 \cdot 13.50) + (48.08 \cdot 21.60) + (82.53 \cdot 29.70) \\ + (82.72 \cdot 37.80) + (82.54 \cdot 45.90) + (48.01 \cdot 54.00) + (48.12 \cdot 62.10)$$

$$M_{PB-N1} = 17,032.99 \text{ tonfm}$$

$$M_{N1-N2} = (56.24 \cdot 13.50) + (60.21 \cdot 21.60) + (62.30 \cdot 29.70) + (62.37 \cdot 37.80) + (62.31 \cdot 45.90) \\ + (60.16 \cdot 54.00) + (56.26 \cdot 62.10)$$

$$M_{N1-N2} = 15,870.38 \text{ tonfm}$$

$$M_{N2-N3} = (45.16 \cdot 13.50) + (49.32 \cdot 21.60) + (49.24 \cdot 29.70) + (49.25 \cdot 37.80) + (49.24 \cdot 45.90) \\ + (49.31 \cdot 54.00) + (45.24 \cdot 62.10)$$

$$M_{N2-N3} = 12,731.73 \text{ tonfm}$$

$$M_{N3-AZ} = (25.61 \cdot 13.50) + (29.05 \cdot 21.60) + (29.24 \cdot 29.70) + (29.24 \cdot 37.80) + (29.24 \cdot 45.90) \\ + (29.03 \cdot 54.00) + (25.71 \cdot 62.10)$$

$$M_{N3-AZ} = 7,453.49 \text{ tonfm}$$

Dividiendo cada momento entre el cortante total correspondiente a cada entrepiso se obtiene la coordenada Z del centro de torsión.

$$Z_{CT(N1)} = \frac{17,032.99 \text{ tonf m}}{526.12 \text{ tonf}} = 32.38 \text{ m}$$

$$Z_{CT(N2)} = \frac{15,870.38 \text{ tonf m}}{419.86 \text{ tonf}} = 37.80 \text{ m}$$

$$Z_{CT(N3)} = \frac{12,731.73 \text{ tonf m}}{336.77 \text{ tonf}} = 37.81 \text{ m}$$

$$Z_{CT(AZ)} = \frac{7,453.49 \text{ tonf m}}{197.12 \text{ tonf}} = 37.81 \text{ m}$$

De la misma manera para sismo aplicado en dirección Z (con datos de la tabla VIII.4).

$$M_{PB-N1} = (90.97 \cdot 21.60) + (243.83 \cdot 13.50) + (244.16 \cdot 5.40) = 6,575.09 \text{ tonfm}$$

$$M_{N1-N2} = (220.53 \cdot 13.50) + (210.50 \cdot 5.40) = 4,113.89 \text{ tonfm}$$

$$M_{N2-N3} = (178.58 \cdot 13.50) + (171.01 \cdot 5.40) = 3,334.31 \text{ tonfm}$$

$$M_{N3-AZ} = (106.20 \cdot 13.50) + (101.18 \cdot 5.40) = 1,980.07 \text{ tonfm}$$

Ahora obteniendo las coordenadas X del centro de torsión:

$$X_{CT(N1)} = \frac{6,575.09 \text{ tonf m}}{578.96 \text{ tonf}} = 11.36 \text{ m}$$

$$X_{CT(N2)} = \frac{4,113.89 \text{ tonf m}}{431.03 \text{ tonf}} = 9.54 \text{ m}$$

$$X_{CT(N3)} = \frac{3,334.31 \text{ tonf m}}{349.59 \text{ tonf}} = 9.54 \text{ m}$$

$$X_{CT(AZ)} = \frac{1,980.07 \text{ tonf m}}{207.37 \text{ tonf}} = 9.55 \text{ m}$$

Las fuerzas sísmicas se aplicaron en el centro de masa, CM, de cada nivel cuya proyección coincide con el centro geométrico, CG. Por lo tanto, para obtener la excentricidad torsional  $e_s$ , basta con restar las coordenadas de ambos puntos.

Tabla VIII.5. Excentricidad torsional de cada nivel

Nivel	$X_{CM}$ (m)	$Z_{CM}$ (m)	$X_{CT}$ (m)	$Z_{CT}$ (m)	$e_{sx}$ (m)	$e_{sz}$ (m)
N1	11.14	33.10	11.36	32.38	0.22	0.72
N2	8.60	37.40	9.54	37.80	0.94	0.40
N3	8.60	37.40	9.54	37.81	0.94	0.41
AZ	8.60	37.40	9.55	37.81	0.95	0.41

## Apéndice B. Revisión de las condiciones de regularidad

Considerando como dimensiones en planta las delimitadas por los elementos resistentes verticales (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 64).

### Estructura regular

Para que una estructura sea considerada como regular debe cumplir los requisitos siguientes:

1. Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

De acuerdo con lo visto en el capítulo II.3,

**SI CUMPLE**

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

$$h = 14.15 \text{ m}$$

$$b = 8.70 \text{ m}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{14.15 \text{ m}}{8.70 \text{ m}} = 1.63$$

$$1.63 < 4.00$$

**SI CUMPLE**

3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

$$L = 59.48 \text{ m}$$

$$b = 8.70 \text{ m}$$

$$\frac{L}{b} = \frac{59.48 \text{ m}}{8.70 \text{ m}} = 6.84$$

$$6.84 \ngtr 4.00$$

**NO CUMPLE**

4. En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

La dimensión del saliente ubicado entre los ejes C" y F' mide 8.10 m, lo cual supera el 20% de la dimensión en planta medida paralelamente al mismo. Por lo tanto,

**NO CUMPLE**

5. Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 del RCCDMX17 para un diafragma rígido.

*"... se considerará que se satisface la condición de diafragma rígido en aquellos sistemas estructurales cuyo sistema de piso esté estructurado con base en losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero..."* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México No. 220 Bis, 2017, pág. 55). Por lo tanto,

**SI CUMPLE**

6. El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

**SI CUMPLE**

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

*Tabla VIII.6. Peso de cada nivel*

Nivel	CM+CVa (tonf)	120% (CM+CVa) (tonf)
AZ	517.72	621.26
N3	653.73	784.47
N2	685.83	823.00
N1	2,044.16	2,452.99

De acuerdo con la tabla VIII.6, para cada nivel, su peso no supera en más del 120% el peso correspondiente al nivel inferior inmediato; por lo tanto,

**SI CUMPLE**

8. En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

Tabla VIII.7. Dimensiones en planta

Nivel	Dimensiones en planta		110% de las dimensiones en planta		125% de las dimensiones en planta	
	Dirección X	Dirección Z	Dirección X	Dirección Z	Dirección X	Dirección Z
AZ	8.60	48.90	9.46	53.79	10.75	61.13
N3	8.60	48.90	9.46	53.79	10.75	61.13
N2	8.70	49.00	9.57	53.90	10.88	61.25
N1	8.70	59.48	9.57	65.43	10.88	74.35

Como se observa en la tabla VIII.7, para cada nivel, sus dimensiones en planta no superan en más del 110% las correspondientes al nivel inferior inmediato, además ninguna supera en más del 125% la dimensión menor de los niveles inferiores en la misma dirección. Por lo tanto,

**SI CUMPLE**

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

Cada columna se conecta con el sistema de piso a través de trabes en ambas direcciones horizontales de análisis (ver capítulo II.3). Por lo tanto,

**SI CUMPLE**

10. Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.

En planta baja todas las columnas tienen una longitud de 3.125 m; en el nivel 1, 3.825 m y en los niveles 2 y 3, 3.60 m. Por lo tanto,

**SI CUMPLE**

11. La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

$$K_L = \frac{12EI}{L^3} \quad (B.1)$$

donde:

$E$  = Módulo de elasticidad igual a 234,265 kgf/cm<sup>2</sup>

$I_x$  y  $I_z$  = Momentos de inercia de la sección transversal de las columnas, en las direcciones X y Z, respectivamente.

$L$  = Altura de las columnas

Los momentos de inercia en cada dirección de análisis X y Z fueron calculados con los datos presentados en el capítulo II.3 y posteriormente se aplicó la ecuación B.1 para obtener la rigidez lateral de cada columna; sumando los resultados para cada entrepiso se obtuvo lo siguiente.

Tabla VIII.8. Rigidez lateral de entrepiso

Entrepiso	KL (tonf/m)		0.8*Ki (tonf/m)		1.2*Ki (tonf/m)	
	Kx	Kz	Kx	Kz	Kx	Kz
<b>N3 - AZ</b>	9,490	26,361	7,592	21,089	11,388	31,633
<b>N2 - N3</b>	9,490	26,361	7,592	21,089	11,388	31,633
<b>N1 - N2</b>	22,505	50,635	18,004	40,508	27,006	60,763
<b>PB - N1</b>	58,080	131,773	46,464	105,418	69,696	158,128

Excluyendo el último y primer entrepiso (N3 – AZ, PB – N1) se debe cumplir que:

$$0.80K_{i-1} < K_i < 1.20K_{i-1} \quad (B.2)$$

**Análisis en dirección X**

**Análisis en dirección Z**

$$N2 - N3: 18,004 \nless 9,490 < 27,006$$

$$N2 - N3: 40,508 \nless 26,361 < 60,763$$

$$N1 - N2: 46,464 \nless 22,505 < 69,696$$

$$N1 - N2: 105,418 \nless 50,635 < 158,128$$

Ningún entrepiso analizado cumple con la desigualdad B.2, por lo tanto:

**NO CUMPLE**

12. En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.

Al aplicar el sismo dinámico en dirección X, los puntos en el nivel 1 numerados del 1019 al 1025, del 1044 al 1050, del 1069 al 1075, del 1094 al 1100, 1109 y 1118 presentaron un desplazamiento lateral superior al 120% del promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la misma planta. Por lo tanto,

**NO CUMPLE**

13. En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

*Tabla VIII.9. Capacidad resistente de entrepiso*

Entrepiso	Dirección X			Dirección Z		
	V (tonf)	F <sub>d</sub> (tonf)	V/F <sub>d</sub>	V (tonf)	F <sub>d</sub> (tonf)	V/F <sub>d</sub>
<b>N3-AZ</b>	197.12	197.12	1.00	207.38	207.38	1.00
<b>N2-N3</b>	336.77	139.64	2.41	350.22	142.22	2.46
<b>N1-N2</b>	419.86	83.09	5.05	431.44	81.44	5.29
<b>PB-N1</b>	526.11	106.25	4.95	578.96	147.93	3.91
	<b>Promedio</b>		<b>3.35</b>	<b>Promedio</b>		<b>3.17</b>
	<b>75% del Promedio.</b>		<b>2.52</b>	<b>75% del Promedio</b>		<b>2.37</b>

En la tabla VIII.9 se aprecia que para los entrepisos N3-AZ y N2-N3 no se satisface la condición correspondiente a Q=2 en la dirección de análisis X, además en la dirección Z, el entrepiso N3-AZ tampoco lo hace. Por lo tanto,

**NO CUMPLE**

## **Estructura irregular**

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8.

La estructura no satisface los requisitos 3, 4, 11 y 12. Por lo tanto es considerada irregular.

## **Estructura muy irregular**

Una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

1. El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de la misma.
2. La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.
3. Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 de regularidad.

La estructura no satisface los requisitos 11 y 12 por lo que cae en el caso de estructura **MUY IRREGULAR**.

## Apéndice C. Cálculo del área de acero de refuerzo requerido en columnas y traveses de concreto

Se ha elegido revisar los mismos elementos que se presentaron en la tesis titulada *Evaluación de seguridad estructural de un edificio escolar de concreto reforzado de cuatro niveles, diseñado y construido en los años sesenta en la zona del Pedregal de la Ciudad de México*, pero con las consideraciones establecidas en las nuevas NTC-17 para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Por practicidad se considera solo el efecto de flexión en traveses (figura VIII.1) y flexo-compresión biaxial en columnas (figura VIII.2) para la obtención de la cuantía de acero, con base en las siguientes hipótesis.

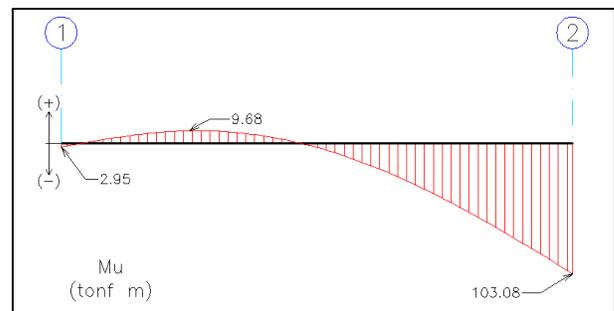
- La resistencia a tensión del concreto es despreciable.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero.
- La sección transversal del elemento permanece plana ante la aplicación de carga.
- La deformación unitaria límite del concreto es 0.003
- El bloque de esfuerzos en el concreto es representado por un prisma rectangular equivalente.

### Ejemplo. Traveses.

#### Trabe T-106 delimitada por los ejes 1 y 2.

Datos:

- $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
- $Fy = 4\,000 \text{ kgf/cm}^2$
- $b = h = 85 \text{ cm}$
- $r = 4 \text{ cm}$
- Combinación de carga C17



Fuente: Elaboración propia

Figura VIII.1. Diagrama de momentos en trabe T-106

#### Momentos resistentes a flexión ( $M_R$ )

Si el momento resistente último ( $M_u$ ) es menor que el momento resistente máximo ( $M_{Rmax}$ ) se puede tratar como viga simplemente armada, pero a su vez, la viga no debe resistir un momento menor al que le otorga la cuantía de acero mínima ( $M_{Rmin}$ ). Por lo que,

$$M_{Rmin} < M_u < M_{Rmax} \quad (C.1)$$

$$M_R = F_R b d^2 f c'' q (1 - 0.5q) \quad (C.2)$$

$$q = \frac{p \cdot Fy}{f c''} \quad (C.3)$$

Donde:

$f'c''$  = Resistencia de diseño, igual a  $0.85 \cdot f'c$

$F_R$  = Factor de resistencia, igual a 0.9

$p$  = Cuantía de acero de refuerzo, igual a  $A_s/bd$

$d$  = Peralte efectivo, igual a  $h - r$

Área mínima de acero:

$$A_{smin} = bd \left( \frac{0.7\sqrt{f'c}}{F_y} \right) \quad (C.4)$$

$$A_{smin} = (85 \cdot 81) \left( \frac{0.7\sqrt{280}}{4000} \right) = 20.16 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima de acero:

$$P_{min} = \frac{A_{smin}}{bd} = \frac{20.16}{85 \cdot 81} = 0.003$$

Aplicando ecuación C.3

$$q_{min} = 0.003 \left( \frac{4000}{0.85 \cdot 280} \right) = 0.050$$

Obteniendo el momento resistente mínimo con ecuación C.2.

$$M_{Rmin} = (0.9 \cdot 85 \cdot 81^2 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 0.050(1 - 0.5 \cdot 0.050)) \cdot 10^{-5}$$

$$M_{Rmin} = 58.23 \text{ tonf m}$$

Área de acero máxima:

$$A_{smax} = 0.9 \left( bd \left( \frac{f'c''}{F_y} \right) \cdot \frac{6000 \cdot \beta_1}{6000 + F_y} \right) \quad (C.5)$$

Donde  $\beta_1 = 0.85$

Aplicando las ecuaciones C.5, C.3 y C.2 se obtiene lo siguiente:

$$A_{smax} = 0.9 \left( 85 \cdot 81 \cdot \left( \frac{0.85 \cdot 280}{4000} \right) \cdot \frac{6000 \cdot 0.85}{6000 + 4000} \right) = 188.03 \text{ cm}^2$$

$$p_{max} = \frac{188.03}{85 \cdot 81} = 0.027$$

$$q_{max} = 0.027 \cdot \left( \frac{4000}{0.85 \cdot 280} \right) = 0.454$$

$$M_{Rmax} = (0.9 \cdot 85 \cdot 81^2 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 0.454(1 - 0.5 \cdot 0.454)) \cdot 10^{-5}$$

$$M_{Rmax} = 419.22 \text{ tonf m}$$

El momento último en el centro y en los extremos de la trabe son menores al momento resistente máximo, por lo tanto, se puede calcular como trabe simplemente armada.

$$A_{s nec} = bd \left( \frac{f_c''}{F_y} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c''}} \right) \quad (C.6)$$

Donde

$A_{s nec}$  = Área de acero necesaria

$M_u$  = Momento último en cada tramo de la viga (centro y extremos)

Con la información de la figura VIII.1 y aplicando la ecuación C.6, se obtiene el área de acero de refuerzo necesaria para resistir el momento último máximo, presentado en el extremo izquierdo de la viga. Los momentos en el centro y extremo derecho de la viga son inferiores al momento mínimo resistente, por lo tanto, no es necesario calcularlos.

$$A_{s nec} = 85 \cdot 81 \left( \frac{0.85 \cdot 280}{4000} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 103.08 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 85 \cdot 81^2 \cdot 0.85 \cdot 280}} \right) = 37.02 \text{ cm}^2$$

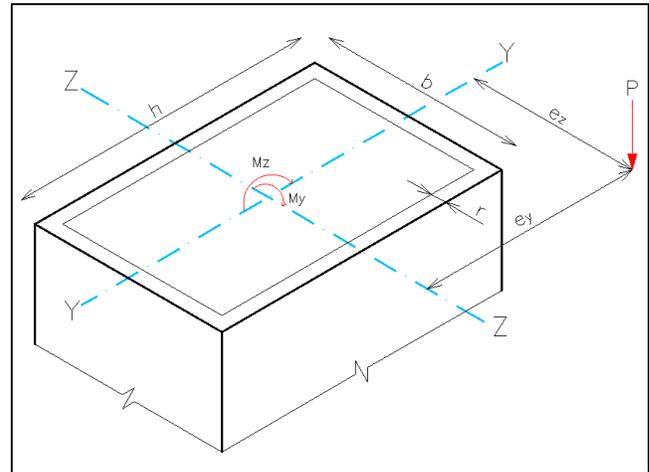
Finalmente dividiendo los valores de área de acero necesario entre el acero nominal contenido en los planos estructurales se obtienen los resultados presentados en las figuras IV.17 a la IV.20 y de manera análoga para el resto de las trabes.

## Ejemplo. Columnas

### Columna C-1 ubicada en planta baja

Datos:

- $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_y = 4\,000 \text{ kgf/cm}^2$
- $b = 40 \text{ cm}$
- $h = 60 \text{ cm}$
- $r = 2 \text{ cm}$
- Combinación de carga C22
  - $P_u = 205.22 \text{ tonf}$
  - $M_{uz} = 58.12 \text{ tonfm}$
  - $M_{uy} = 52.44 \text{ tonfm}$



Fuente: Elaboración propia

Figura VIII.2. Columna sometida a flexo-compresión biaxial.

Utilizando los diagramas de interacción para columnas con refuerzo longitudinal uniformemente distribuido,  $F_y \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2$  y relación  $d/h$  aproximado al valor 0.95.

Parámetros para el uso de los diagramas de interacción

$$R_Z = \frac{M_{uz}}{F_R \cdot b^2 \cdot h \cdot f'c''} \quad (\text{C.7})$$

$$R_Y = \frac{M_{uy}}{F_R \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c''} \quad (\text{C.8})$$

$$K = \frac{P_u}{F_R \cdot b \cdot h \cdot f'c''} \quad (\text{C.9})$$

Para el uso de las ecuaciones C.7 y C.8 es necesario verificar que:

$$\frac{e_z}{b} < \frac{e_y}{h} \quad (\text{C.10})$$

En caso de no cumplirse la desigualdad C.10 será necesario girar los ejes

$$\frac{52.44 \text{ tonfm}}{205.22 \text{ tonf}} < \frac{58.12 \text{ tonfm}}{205.22 \text{ tonf}}$$

$$\frac{0.4 \text{ m}}{0.4 \text{ m}} < \frac{0.6 \text{ m}}{0.6 \text{ m}}$$

$$0.64 \not< 0.47$$

No se cumple la desigualdad C.10, por lo tanto, la sección es analizada invirtiendo los ejes de tal forma que  $b = 60 \text{ cm}$  y  $h = 40 \text{ cm}$ .

Ahora, aplicando las ecuaciones C.7, C.8 y C.9

$$R_Z = \frac{58.12 \cdot 10^5}{0.7 \cdot 60^2 \cdot 40 \cdot 0.85 \cdot 280} = 0.24$$

$$R_Y = \frac{52.44 \cdot 10^5}{0.7 \cdot 60 \cdot 40^2 \cdot 0.85 \cdot 280} = 0.33$$

$$K = \frac{205.22 \cdot 10^3}{0.7 \cdot 60 \cdot 40 \cdot 0.85 \cdot 280} = 0.51$$

Dividiendo ambos resultados:

$$\frac{R_Z}{R_Y} = \frac{0.24}{0.33} = 0.74$$

Los diagramas de interacción disponibles se aplican a relaciones  $R_Z/R_Y$  iguales a 0.0, 0.5 y 1.0 por lo que para el valor obtenido de 0.74 se debe realizar una interpolación lineal.

De acuerdo con las figuras VIII.3 y VIII.4,

Para  $\frac{R_Z}{R_Y} = 0.5$ , se obtiene  $q_{0.5} \approx 1.00$  y,

Para  $\frac{R_Z}{R_Y} = 1.0$ , obtiene  $q_{1.0} \approx 1.50$

Por lo tanto,

$$q_{nec} = q_{0.74} = 1.00 + \frac{(0.74 - 0.50) \cdot (1.50 - 1.00)}{1.00 - 0.50} = 1.24$$

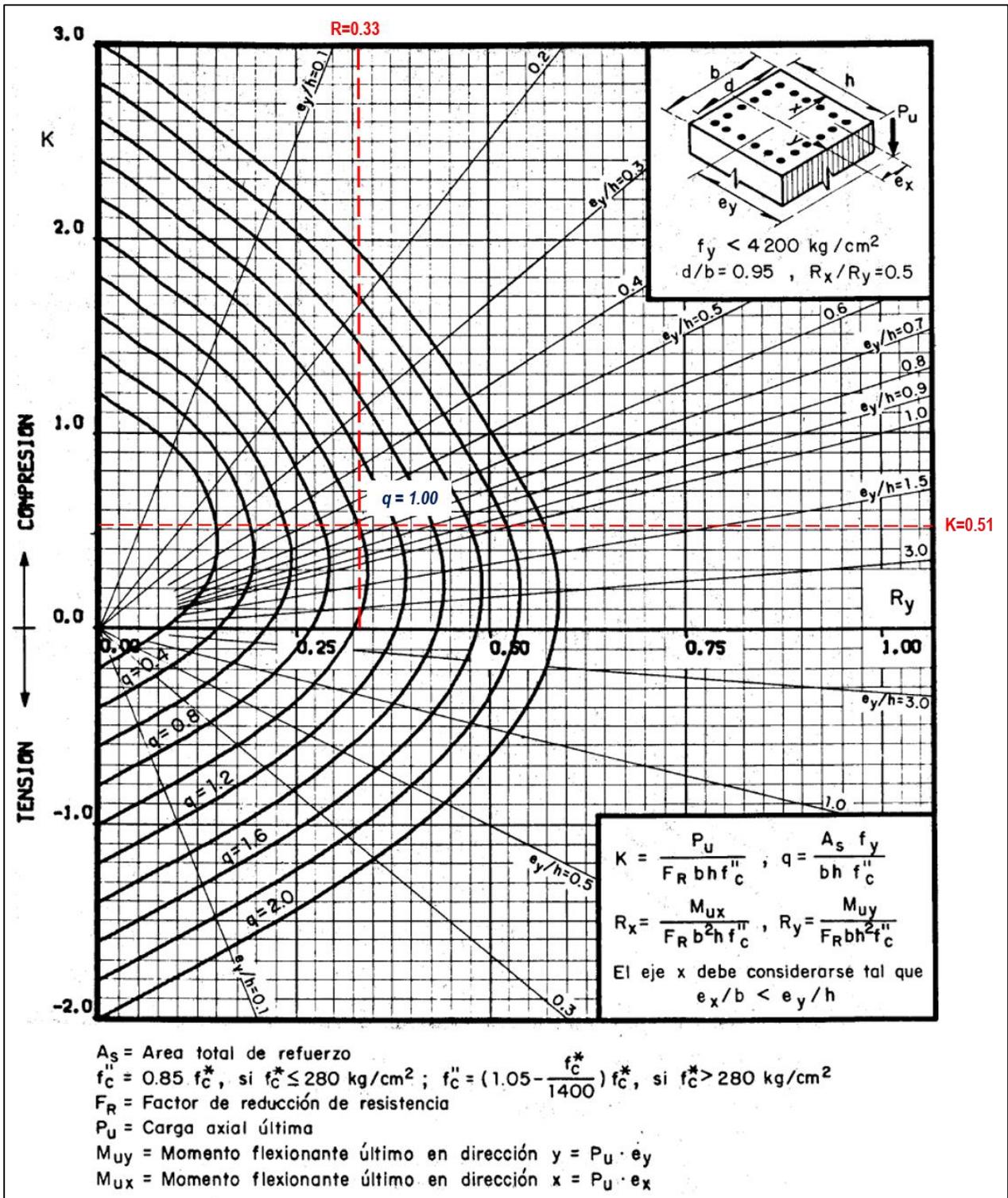
Despejando  $p$  de la ecuación C.3,

$$p_{nec} = q_{nec} \left( \frac{f_c''}{F_y} \right) = 1.24 \left( \frac{0.85 \cdot 280}{4000} \right) = 0.073$$

Finalmente,

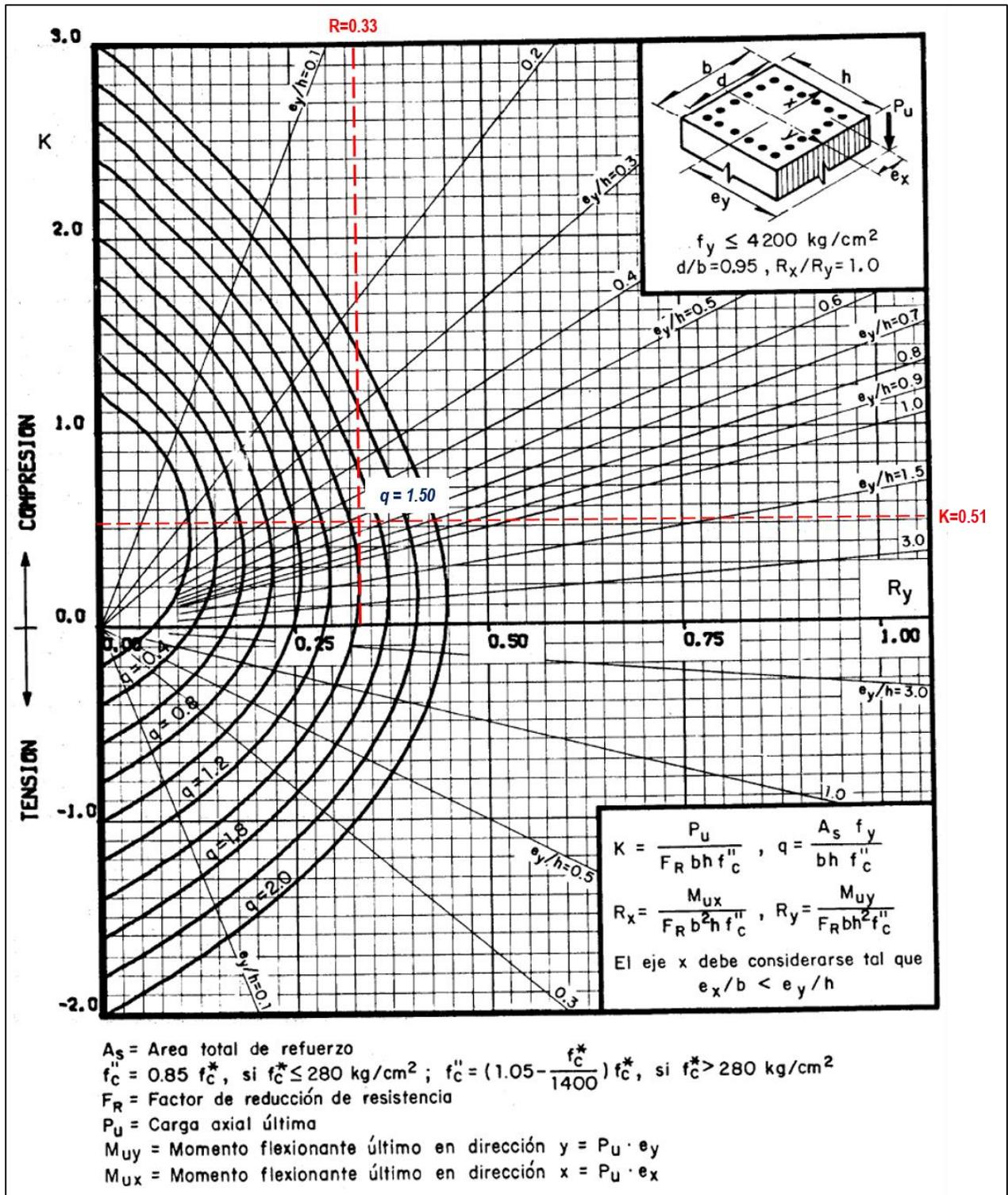
$$A_{s_{nec}} = p_{nec} \cdot b \cdot h = 0.073 \cdot 60 \cdot 40 = 176.91 \text{ cm}^2$$

De manera análoga a la revisión de trabes, dividiendo los valores del área de acero de refuerzo necesario entre el área de acero nominal contenida en los planos, se obtuvieron las relaciones de acero mostradas en la figura IV.16.



Fuente: Meli, R., & Rodríguez, M. Gráficas para diseñar columnas de concreto Reforzado.

Figura VIII.3. Diagrama de interacción para columnas con  $R_z/R_y = 0.5$



Fuente: Meli, R., & Rodríguez, M. Gráficas para diseñar columnas de concreto Reforzado.

Figura VIII.4. Diagrama de interacción para columnas con  $R_z/R_y = 1.0$

## Apéndice D. Modelación del encamisado de acero en columnas

Las columnas fueron modeladas en principio como elementos tipo barra compuestas por un solo material (concreto reforzado); sin embargo, al encamisarlas con acero, es necesario considerar que el elemento se compone de dos materiales con propiedades mecánicas diferentes. El software utilizado para el análisis estructural, no permite modelar elementos con estas características, por lo que se recurrió a la utilización de la teoría de la sección transformada.

Esta teoría supone que la sección transversal del elemento permanece plana y existe compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales. El método consiste en calcular un área transversal homogénea que ante la aplicación de carga tenga un comportamiento similar al que tendría un elemento de sección compuesta. La relación entre las propiedades de los que componen la sección está dada por  $n$ , razón modular.

$$n = \frac{E_A}{E_B} \quad (D.1)$$

En este caso,

$$E_A = E_S = \text{Módulo de elasticidad del acero, igual a } 2,039,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_B = E_C = \text{Módulo de elasticidad del concreto, igual a } 234,265 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n = \frac{2,039,000}{234,265} = 8.7$$

De esta manera, las columnas encamisadas se modelaron ingresando al programa de cálculo (*STAAD.Pro*), las propiedades de una sección homogénea (de concreto) de acuerdo con las ecuaciones D.2 y D.3; obteniendo los resultados presentados en la tabla VIII.10.

$$A_{sc} = A_c + nA_s \quad (D.2)$$

$$I_{sc} = I_c + nI_s \quad (D.3)$$

Donde,

$A_{sc}$  = área transformada de la sección compuesta

$A_c$  = área de concreto

$A_s$  = área de acero

$I_{sc}$  = momento de inercia transformado de la sección compuesta

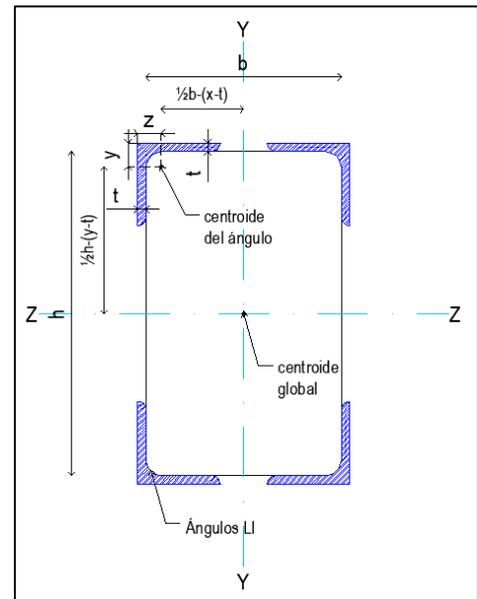
$I_c$  = momento de inercia del concreto

$I_s$  = momento de inercia del acero

## Ejemplo de cálculo (Columna C-2, PB)

Datos:

- Columna de concreto
  - $b = 40 \text{ cm}$
  - $h = 60 \text{ cm}$
- Perfiles de acero del encamisado
  - $A_s = 74 \text{ cm}^2$  (4 ángulos LI 4×3/8)
  - $t = 1.0 \text{ cm}$
  - $z = y = 2.87 \text{ cm}$
  - $I_z = I_y = 179.80 \text{ cm}^4$



Fuente: Elaboración propia

Figura VIII.5. Esquema de columna encamisada

Aplicando ecuación D.2

$$A_{sc} = (40 \cdot 60) + (8.7 \cdot 74) = 3,043.8 \text{ cm}^2$$

Momentos de inercia del concreto

$$I_{zc} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{yc} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{40^3 \cdot 60}{12} = 320,000 \text{ cm}^4$$

Momentos de inercia del encamisado

Por simetría y aplicando la teoría de ejes paralelos (ec. D.4),

$$I_{xc} = \sum I_{xi} + A_i d_i^2 \quad (\text{D.4})$$

Donde  $d_i$  es la distancia entre ejes paralelos que, de acuerdo con la figura VIII.5, dependiendo de la dirección de análisis, vale:

$$d_z = \frac{1}{2}h - (y - t) \quad (\text{D.5})$$

$$d_y = \frac{1}{2}b - (z - t) \quad (\text{D.6})$$

Aplicando las ecuaciones D.5 y D.6 se obtiene lo siguiente:

$$d_z = \frac{1}{2}(60) - (2.87 - 1.00) = 28.13 \text{ cm}$$

$$d_y = \frac{1}{2}(40) - (2.87 - 1.00) = 18.13 \text{ cm}$$

Entonces,

$$I_{zs} = 4 \cdot (179.80 + (18.50) \cdot (28.13)^2) = 59,275.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{ys} = 4 \cdot (179.80 + (18.50) \cdot (18.13)^2) = 25,042.77 \text{ cm}^4$$

Por último, sustituyendo valores en D.3 se obtienen los momentos de inercia de la sección transformada.

$$I_{zsc} = 720,000 + 8.70 \cdot 59,275.17 = 1,235,920.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{ysc} = 320,000 + 8.70 \cdot 25,042.77 = 537,967.90 \text{ cm}^4$$

Tabla VIII.10. Área y momentos de inercia de las secciones transformadas

Entrepiso	Columna	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>ysc</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>zsc</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>PB-N1</b>	C-2	3,044	537,968	1,235,921
	C-3	3,044	537,968	1,235,921
	C-4	3,044	537,968	1,235,921
	C-5	2,144	229,798	663,342
<b>N1-N2</b>	C-2	3,044	537,968	1,235,921
	C-3	3,044	537,968	1,235,921
<b>N2-N3</b>	C-2	2,144	229,798	663,342
	C-3	2,144	229,798	663,342
<b>N3-AZ</b>	C-2	2,144	229,798	663,342
	C-3	2,144	229,798	663,342

## Apéndice E. Resistencia nominal de columnas encamisadas

De acuerdo con la metodología presentada en *Seismic Strengthening of RC columns using external steel cage* (Ranjan Sahoo, Pasala, & Durgesh, 2009). Para el cálculo de la resistencia se supondrá que la columna de concreto reforzado soporta toda la carga axial,  $P_u$ , por lo tanto, se debe revisar que, por sí sola, resista la combinación de carga C17 = 1.5 CM + 1.7 CVmax. Los cálculos siguientes se realizan para la columna cuyos elementos mecánicos son los más desfavorables.

### Datos de la columna de concreto

- $b = 40 \text{ cm}$
- $h = 60 \text{ cm}$
- $A_{s_{nom}} = 45.60 \text{ cm}^2$
- $rec = 2.00 \text{ cm}$
- $L = 312.5 \text{ cm}$

- $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_y = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_c = 234,265 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_R = 0.75$

### Combinación de carga C17

- $P_u = 109.11 \text{ tonf}$
- $M_{u_z} = 48.52 \text{ tonf m}$
- $M_{u_y} = 6.69 \text{ tonf m}$

### Resistencia de la columna de concreto reforzado ante cargas gravitacionales.

Excentricidad de la carga  $P_u$ :

$$e_z = \frac{M_{u_y}}{P_u} = \frac{100 \cdot 6.69 \text{ tonf m}}{109.11 \text{ tonf}} = 6.13 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_{u_z}}{P_u} = \frac{100 \cdot 48.52 \text{ tonf m}}{109.11 \text{ tonf}} = 44.47 \text{ cm}$$

Cuantía del acero de refuerzo longitudinal:

$$\rho_{nom} = \frac{A_{s_{nom}}}{b \cdot h} = \frac{45.60 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 0.02$$

$$q_{nom} = \rho_{nom} \cdot \frac{F_y}{f_c''} = 0.02 \cdot \frac{4,000 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 \cdot 280 \text{ kgf/cm}^2} = 0.32$$

Momentos adimensionales:

$$R_z = \frac{e_z}{b} = \frac{6.13 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 0.15$$

$$R_y = \frac{e_y}{h} = \frac{44.47 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.74$$

$$\frac{R_z}{R_y} = \frac{0.15}{0.74} = 0.21 < 1.00 \quad OK$$

Factores de longitud efectiva de acuerdo con el diagrama de interacción para  $\frac{d}{h} = 0.95$  y  $F_y \leq 4,000 \text{ kgf/cm}^2$  (figura VIII.8).

$$K_z = 0.90$$

$$K_y = 0.30$$

Carga normal resistente:

$$P_R = K \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f c''$$

$$P_{Rz} = (0.90 \cdot 0.75 \cdot 40 \cdot 60 \cdot 0.85 \cdot 280) \cdot 10^{-3} = 385.56 \text{ tonf}$$

$$P_{Ry} = (0.30 \cdot 0.75 \cdot 40 \cdot 60 \cdot 0.85 \cdot 280) \cdot 10^{-3} = 128.52 \text{ tonf}$$

Carga resistente ante compresión simple:

$$A_c = b \cdot h - A_{s_{nom}} = (40 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}) - 45.60 \text{ cm}^2 = 2,354.40 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = F_R \cdot (f c'' \cdot A_c + A_{s_{nom}} \cdot F_y)$$

$$P_{RO} = 0.75 \cdot (0.85 \cdot 280 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 2,354.40 \text{ cm}^2 + 45.60 \text{ cm}^2 \cdot 4,000 \text{ kgf/cm}^2) \cdot 10^{-3}$$

$$P_{RO} = 557.06 \text{ tonf}$$

Carga normal resistente de diseño:

$$P_R = \left( \frac{1}{P_{Rz}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1}$$

$$P_R = \left( \frac{1}{385.56} + \frac{1}{128.52} - \frac{1}{557.06} \right)^{-1} = 116.56 \text{ tonf}$$

$$P_u = 109.11 \text{ tonf} < P_R = 116.56 \text{ tonf} \quad OK$$

Dado que se cumple que,  $P_u < P_R$ , se procede a calcular los momentos resistentes de la camisa de acero y la columna de concreto bajo la combinación de carga C25.

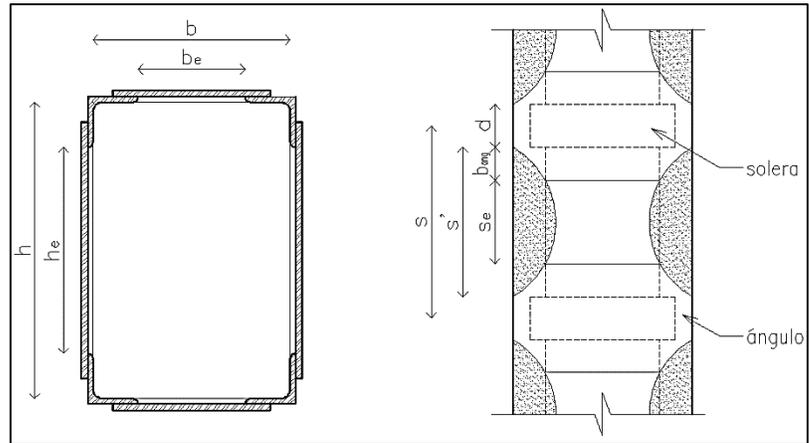
## Datos

### Ángulos LI 4" x 3/8"

- $b_{ang} = 10.20 \text{ cm}$
- $t = 1.00 \text{ cm}$
- $y = z = 2.87 \text{ cm}$
- $I_z = I_y = 179.80 \text{ cm}^4$
- $AS_{ang} = 18.50 \text{ cm}^2$
- $Fy_e = 3,515 \text{ kgf/cm}^2$
- $Z_{ang} = 44.10 \text{ cm}^3$

### Combinación de carga C25

- $Pu = 73.33 \text{ tonf}$
- $Mu_z = 44.36 \text{ tonf m}$
- $Mu_y = 56.36 \text{ tonf m}$



Fuente: Elaboración propia

Figura VIII.6. Geometría del encamisado

La geometría del encamisado se puede observar en las figuras VIII.5 y VIII.6.

### Momentos resistentes del encamisado metálico.

Módulo plástico del encamisado:

$$Z_z = 4 \cdot AS_{ang} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot h - (y - t) \right) = 4 \cdot 18.50 \text{ cm} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 60 \text{ cm} - (2.87 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm}) \right) = 2,081.62 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 4 \cdot AS_{ang} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot b - (z - t) \right) = 4 \cdot 18.50 \text{ cm} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 40 \text{ cm} - (2.87 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm}) \right) = 1,341.62 \text{ cm}^3$$

Momento plástico del encamisado:

$$Mp_z = Z_z \cdot Fy_e = (2,081.62 \text{ cm}^3 \cdot 3,515 \text{ kgf/cm}^2) \cdot 10^{-5} = 73.17 \text{ tonf m}$$

$$Mp_y = Z_y \cdot Fy_e = (1,341.62 \text{ cm}^3 \cdot 3,515 \text{ kgf/cm}^2) \cdot 10^{-5} = 47.16 \text{ tonf m}$$

Momento nominal del encamisado:

$$Mne_z = Mp_z = 73.17 \text{ tonf m}$$

$$Mne_y = Mp_y = 47.16 \text{ tonf m}$$

## Ancho y espaciado de soleras

El ancho necesario de las soleras para resistir el momento nominal del encamisado está dado por la ecuación E.1

$$d = \sqrt{\frac{6 \cdot M_b}{t' \cdot Fy_e}} \quad (E.1)$$

$$M_b = \frac{H_b \cdot b_{cl}}{2} \quad (E.2)$$

$$H_b = \frac{1.25 \cdot Mn}{2 \cdot h'' \cdot N} \quad (E.3)$$

Donde

$M_b$  = Momento de diseño en la solera

$H_b$  = Cortante de diseño en la solera

$b_{cl}$  = Espacio libre entre ángulos

$t'$  = Espesor de la solera

$h''$  = Distancia entre centroides de los ángulos

$N$  = Número de soleras en cada cara de la columna

Realizando el cálculo para el lado más desfavorable:

$$h'' = h + 2 \cdot (t - y) = 60 \text{ cm} + 2 \cdot (1.00 \text{ cm} - 2.87 \text{ cm}) = 56.26 \text{ cm}$$

Aplicando la ecuación E.3, considerando un espesor de solera igual a 1/2" (13 mm) y un total aproximado de 10 soleras, se obtiene lo siguiente:

$$H_{bz} = \frac{1.25 \cdot 73.17 \text{ tonf m}}{(2 \cdot 56.26 \text{ cm} \cdot 10) \cdot 10^{-2}} = 8.13 \text{ tonf}$$

$$b_{cl} = h + 2 \cdot (t - b_{ang}) = 60 \text{ cm} + 2 \cdot (1.00 \text{ cm} - 10.20 \text{ cm}) = 41.60 \text{ cm}$$

Sustituyendo en la ecuación E.2:

$$M_b = \frac{(8.13 \text{ tonf} \cdot 41.60 \text{ cm}) \cdot 10^3}{2} = 169,104 \text{ kgf cm}$$

Finalmente, aplicando la ecuación E.1, se tiene que:

$$d = \sqrt{\frac{6 \cdot 169,104 \text{ kgf cm}}{1.30 \text{ cm} \cdot 3,515 \text{ kgf/cm}^2}} = 14.90 \text{ cm}$$

El espacio libre entre soleras está dado por la ecuación E.4.

$$s' = \frac{(4 \cdot M_{ang} \cdot L)}{Mne_z} \quad (E.4)$$

$$M_{ang} = Fy_e \cdot Z_{ang} \quad (E.5)$$

Donde

$L$  = longitud de la columna

$Z_{ang}$  = Módulo plástico del ángulo

Aplicando la ecuación E.5 y sustituyendo en E.4 se tiene que:

$$M_{ang} = 3,515 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 44.10 \text{ cm}^3 = 155,011.50 \text{ kgf cm}$$

$$s' = \frac{(4 \cdot 155,011.50 \text{ kgf cm} \cdot 312.50 \text{ cm})}{73.17 \text{ tonf m}} \cdot 10^{-5} = 26.48 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva, conviene suponer que, el ancho de solera,  $d$ , será igual a 6" (152 mm), con una separación libre,  $s'$ , de 30 cm.

### Cálculo de la resistencia confinada

Para calcular la resistencia confinada del concreto,  $f_{cc}$ , se hace uso de las curvas de confinamiento propuestas por Mander et al (Ranjan Sahoo, Pasala, & Durgesh, 2009). Estas curvas, presentadas en la figura VIII.7, están en función de la relación entre los esfuerzos de confinamiento lateral efectivo,  $\sigma_e$ , y la resistencia a la compresión sin confinamiento del concreto,  $f_{co} = f'c$ .

Los esfuerzos de confinamiento lateral efectivo se calculan con las ecuaciones E.6 y E.7.

$$\sigma_{ez} = \frac{\left(1 - \frac{b_e^2 + h_e^2}{3 \cdot b \cdot h}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_e}{2 \cdot b}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_e}{2 \cdot h}\right) \cdot \frac{2 \cdot t \cdot d}{s \cdot h} \cdot Fy_e}{1 - \rho_{nom}} \quad (E.6)$$

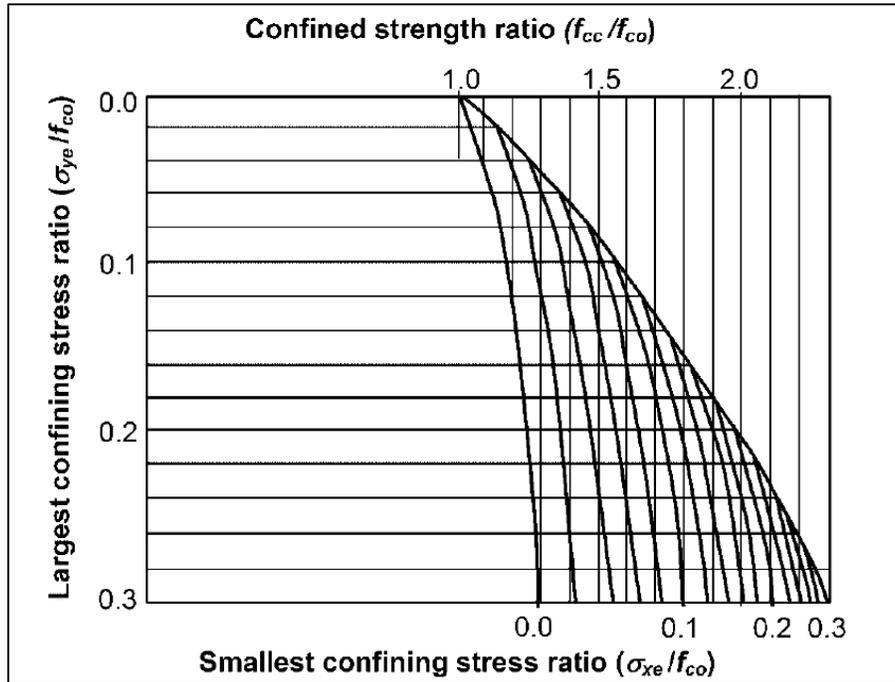
$$\sigma_{ey} = \frac{h}{b} \cdot \sigma_{ez} \quad (E.7)$$

Donde

$b_e, h_e$  = Distancia libre entre ángulos

$s_e$  = Longitud efectiva entre soleras

$s$  = Separación centro a centro entre soleras



Fuente: Ranjan Sahoo, Pasala, & Durgesh, 2009 [17]

Figura VIII.7. Curvas de confinamiento debido a esfuerzos de confinamiento lateral

$$b_e = b + 2 \cdot (t - b_{ang}) = 40 \text{ cm} + 2 \cdot (1.00 \text{ cm} - 10.20 \text{ cm}) = 21.60 \text{ cm}$$

$$h_e = h + 2 \cdot (t - b_{ang}) = 60 \text{ cm} + 2 \cdot (1.00 \text{ cm} - 10.20 \text{ cm}) = 41.60 \text{ cm}$$

$$s = s' + d = 30 \text{ cm} + 15.20 \text{ cm} = 45.20 \text{ cm}$$

$$s_e = s' - 2 \cdot b_{ang} = 30 \text{ cm} - 2 \cdot 10.20 \text{ cm} = 9.60 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones E.6 y E.7 se obtiene lo siguiente:

$$\sigma_{ez} = \frac{\left(1 - \frac{(21.60)^2 + (41.60)^2}{3 \cdot 40 \cdot 60}\right) \cdot \left(1 - \frac{9.60}{2 \cdot 40}\right) \cdot \left(1 - \frac{9.60}{2 \cdot 60}\right)}{1 - 0.02} \cdot \frac{2 \cdot 1.00 \cdot 15.20}{45.20 \cdot 60} \cdot 3,515$$

$$\sigma_{ez} = 22.59 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ey} = \frac{60 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} \cdot 22.59 \text{ kgf/cm}^2 = 33.89 \text{ kgf/cm}^2$$

Entonces, las relaciones de esfuerzo quedan de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma_{ez}}{f_{co}} = \frac{22.59 \text{ kgf/cm}^2}{280 \text{ kgf/cm}^2} = 0.08$$

$$\frac{\sigma_{ey}}{f_{co}} = \frac{33.89 \text{ kgf/cm}^2}{280 \text{ kgf/cm}^2} = 0.12$$

Leyendo estos valores en la figura VIII.7, se tiene que:

$$k = \frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.55$$

Por lo tanto:

$$f_{cc} = 1.55 \cdot 280 \text{ kgf/cm}^2 = 434 \text{ kgf/cm}^2$$

### Momentos resistentes de la columna de concreto considerando el efecto de confinamiento

Factor de longitud efectiva de pandeo:

$$K = \frac{Pu}{F_R \cdot b \cdot h \cdot f_{c''}}$$

$$K = \frac{(73.33 \text{ tonf}) \cdot 10^3}{0.75 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \cdot 0.85 \cdot 434 \text{ kgf/cm}^2} = 0.11$$

Cuantía de acero:

$$q_{nom} = \rho_{nom} \cdot \frac{F_{ye}}{f_{c''}} = 0.02 \cdot \frac{4,000 \text{ kgf/cm}^2}{0.85 \cdot 434 \text{ kgf/cm}^2} = 0.22$$

De acuerdo con el diagrama de interacción mostrado en la figura VIII.8, para  $K = 0.11$  y  $q = 0.22$  se tiene que:

$$R \approx 0.16$$

Entonces, los momentos resistentes de la columna de concreto son:

$$M_{c_z} = R \cdot (F_R \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{c''})$$

$$M_{c_z} = 0.16 \cdot (0.75 \cdot 40 \text{ cm} \cdot (60 \text{ cm})^2 \cdot 0.85 \cdot 434 \text{ kgf/cm}^2) \cdot 10^{-5} = 63.75 \text{ tonf m}$$

$$M_{c_y} = R \cdot (F_R \cdot b^2 \cdot h \cdot f_{c''})$$

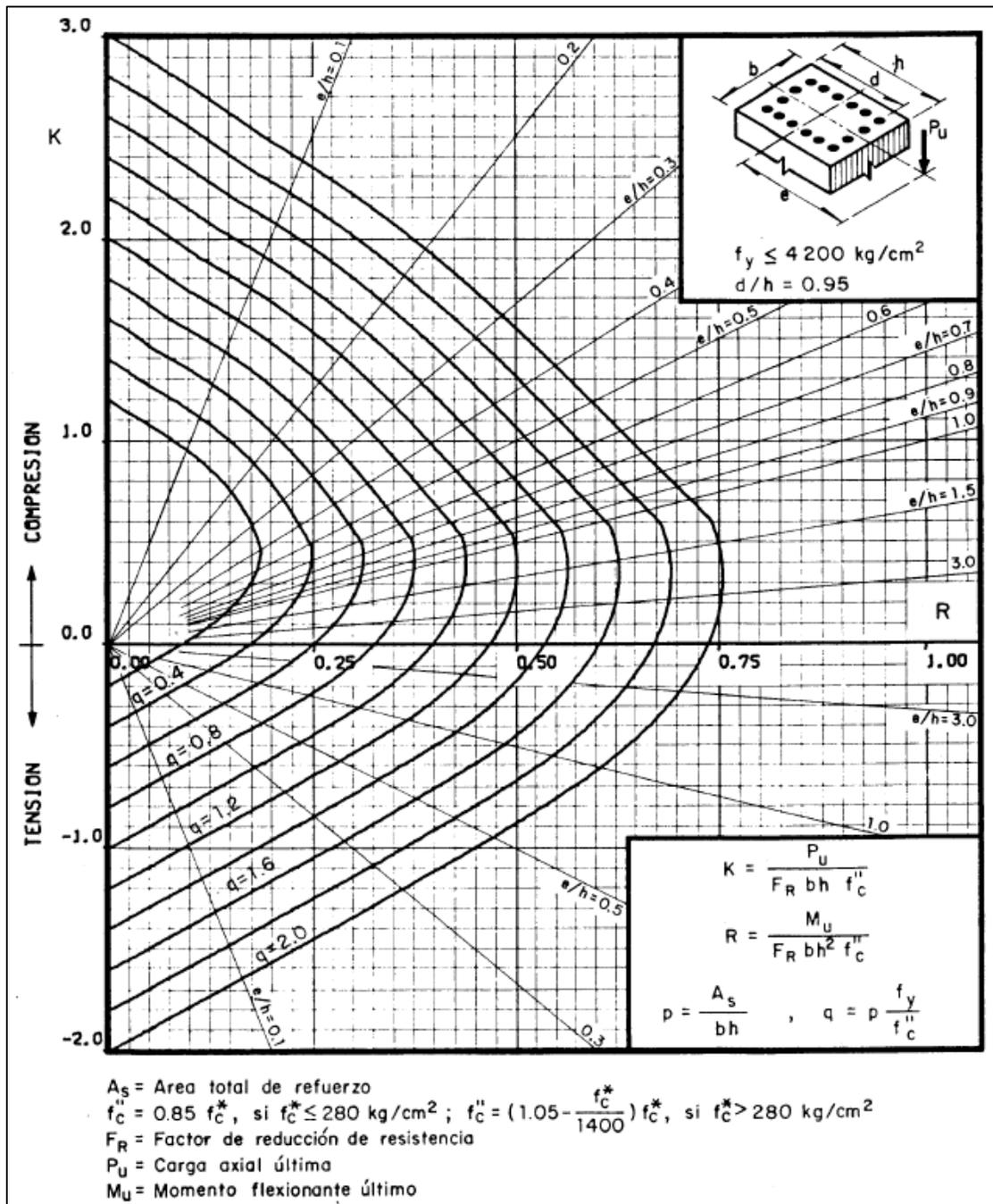
$$M_{c_y} = 0.16 \cdot (0.75 \cdot (40 \text{ cm})^2 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 0.85 \cdot 434 \text{ kgf/cm}^2) \cdot 10^{-5} = 42.50 \text{ tonf m}$$

Finalmente, los momentos resistentes de la columna encamisada son:

$$Mn_z = Mc_z + Mne_z = 63.75 + 73.17 = 136.92 \text{ tonf m}$$

$$Mn_y = Mc_y + Mne_y = 42.50 + 47.16 = 89.66 \text{ tonf m}$$

$$\frac{Mu_z}{Mn_z} + \frac{Mu_y}{Mn_y} = \frac{44.36}{136.92} + \frac{56.36}{89.66} = 0.95 < 1.00 \quad \text{OK}$$



Fuente: Meli, R., & Rodríguez, M. Gráficas para diseñar columnas de concreto Reforzado.

Figura VIII.8. Diagrama de interacción para columnas rectangulares a flexo-compresión

Adicionalmente, en la investigación realizada por Campione, *RC Columns Strengthened with Steel Angles and Battens: Experimental Results and Design Procedure*, en 2013, se concluye que, al considerar a las columnas encamisadas como elementos de sección compuesta, se obtienen relaciones de capacidad de carga experimental entre analítica, superiores a 1.0, estando del lado de la seguridad. Para ser considerada una sección compuesta se debe cumplir la siguiente desigualdad

$$0.20 \leq \frac{8 \cdot b_{ang} \cdot t \cdot F_{ye}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h + 8 \cdot b_{ang} \cdot t \cdot F_{ye}} \leq 0.90 \quad (E.8)$$

$$\frac{8 \cdot 10.20 \cdot 1.00 \cdot 3,515}{0.85 \cdot 280 \cdot 40 \cdot 60 + 8 \cdot 10.20 \cdot 1.00 \cdot 3,515} = 0.33$$

Se cumple la desigualdad E.8 puesto que,  $0.20 < 0.33 < 0.90$ . Por lo tanto, de acuerdo con el Manual de Construcción en Acero (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., 2017), para una sección compuesta se obtiene lo siguiente.

### Momento plástico de la sección compuesta

Módulo plástico de sección:

<u>Acero de refuerzo</u>	<u>Concreto</u>	<u>Encamisado</u>
$Z_{rz} = A_{s_{nom}} \cdot \left( \frac{h}{2} - rec \right)$ $Z_{rz} = 45.60 \cdot \left( \frac{60}{2} - 2 \right)$ $Z_{rz} = 1,276.80 \text{ cm}^3$	$Z_{cz} = \frac{b \cdot h^2}{4}$ $Z_{cz} = 36,000 \text{ cm}^3$	$Z_{ez} = 4 \cdot A_{s_{ang}} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot h - (y - t) \right)$ $Z_{ez} = 4 \cdot 18.50 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 60 - (2.87 - 1.0) \right)$ $Z_{ez} = 2,081.62 \text{ cm}^3$
$Z_{ry} = A_{s_{nom}} \cdot \left( \frac{b}{2} - rec \right)$ $Z_{ry} = 45.60 \cdot \left( \frac{40}{2} - 2 \right)$ $Z_{ry} = 820.80 \text{ cm}^3$	$Z_{cy} = \frac{h \cdot b^2}{4}$ $Z_{cy} = 24,000 \text{ cm}^3$	$Z_{ey} = 4 \cdot A_{s_{ang}} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot b - (z - t) \right)$ $Z_{ey} = 4 \cdot 18.50 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 40 - (2.87 - 1.0) \right)$ $Z_{ey} = 1,341.62 \text{ cm}^3$

Momento plástico:

<u>Acero de refuerzo</u>	<u>Concreto</u>	<u>Encamisado</u>
$Mp_{rz} = Z_{rz} \cdot Fy_r$	$Mp_{cz} = \frac{0.85 \cdot Z_{cz} \cdot f'c}{2}$	$Mp_{ez} = Z_{ez} \cdot Fy_e$
$Mp_{rz} = 1,276.80 \cdot 4,000 \cdot 10^{-5}$	$Mp_{cz} = \frac{0.85 \cdot 36,000 \cdot 280 \cdot 10^{-5}}{2}$	$Mp_{ez} = 2,081.62 \cdot 3,515 \cdot 10^{-5}$
$Mp_{rz} = 51.07 \text{ tonf m}$	$Mp_{cz} = 42.84 \text{ tonf m}$	$Mp_{ez} = 73.17 \text{ tonf m}$
$Mp_{ry} = Z_{ry} \cdot Fy_r$	$Mp_{cy} = \frac{0.85 \cdot Z_{cy} \cdot f'c}{2}$	$Mp_{ey} = Z_{ey} \cdot Fy_e$
$Mp_{ry} = 820.80 \cdot 4,000 \cdot 10^{-5}$	$Mp_{cy} = \frac{0.85 \cdot 24,000 \cdot 280 \cdot 10^{-5}}{2}$	$Mp_{ey} = 1,341.62 \cdot 3,515 \cdot 10^{-5}$
$Mp_{ry} = 32.83 \text{ tonf m}$	$Mp_{cy} = 28.56 \text{ tonf m}$	$Mp_{ey} = 47.16 \text{ tonf m}$

$$Mp_z = Mp_{rz} + Mp_{cz} + Mp_{ez} = 51.07 + 42.84 + 73.17 = 167.08 \text{ tonf m}$$

$$Mp_y = Mp_{ry} + Mp_{cy} + Mp_{ey} = 32.83 + 28.56 + 47.16 = 108.55 \text{ tonf m}$$

### Resistencia disponible a compresión axial

Resistencia nominal a compresión axial sin considerar efectos de longitud

$$Pn_o = 4 \cdot Fy_e \cdot As_{ang} + \left( C_2 \cdot f'c \cdot \left( Ac + As_r \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \right)$$

De acuerdo con el Manual de Construcción en Acero,  $C_2 = 0.85$ , (suponiendo un comportamiento similar al de una secciones rectangular OR).

$$Pn_o = [4 \cdot 3,515 \cdot 18.50 + (0.85 \cdot 280 \cdot (2,354.40 + 45.60 \cdot 8.70))] \cdot 10^{-3}$$

$$Pn_o = 914.92 \text{ tonf}$$

La carga crítica de pandeo se determina con la ecuación E.9, para lo cual es necesario calcular la rigidez efectiva de la sección compuesta y su coeficiente,  $C_3$ , ecuaciones E.10 y E.11 respectivamente.

$$Pe = \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{(K \cdot L)^2} \quad (E.9)$$

$$EI_{eff} = E_s \cdot I_e + E_s \cdot I_r + C_3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (E.10)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \cdot \frac{4 \cdot A_{s_{ang}}}{A_c + 4 \cdot A_{s_{ang}}} \leq 0.9 \quad (E.11)$$

Momentos de inercia respecto al eje menor:

$$I_e = 4 \cdot \left( I_{ang} + A_{s_{ang}} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot b - (z - t) \right)^2 \right)$$

$$I_e = 4 \cdot \left( 179.80 + 18.50 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 40 - (2.87 - 1.00) \right)^2 \right) = 25,042.77 \text{ cm}^4$$

$$I_r = 4 \cdot \left[ \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left( \frac{A_{s_{nom}}}{4} \right)^2 + \frac{A_{s_{nom}}}{4} \cdot \left( \frac{b}{2} - rec \right)^2 \right]$$

$$I_r = 4 \cdot \left[ \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left( \frac{45.60}{4} \right)^2 + \frac{45.60}{4} \cdot \left( \frac{40}{2} - 2 \right)^2 \right] = 14,815.77 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{h \cdot b^3}{12} - I_r = \frac{60 \cdot 40^3}{12} - 14,815.77 = 305,184.23 \text{ cm}^4$$

Coficiente para cálculo de rigidez efectiva (ec. E.11)

$$C_3 = 0.6 + 2 \cdot \frac{4 \cdot 18.50}{2,354.40 + 4 \cdot 18.50} = 0.66$$

Por lo tanto, aplicando la ecuación E.10 se tiene que:

$$EI_{eff} = 2,039,000 \cdot 25,042.77 + 2,039,000 \cdot 14,815.77 + 0.66 \cdot 234,265 \cdot 305,184.23$$

$$EI_{eff} = 1.28 \cdot 10^{11} \text{ kgf cm}^2$$

$$KL = 0.5 \cdot 312.50 = 156.25 \text{ cm}$$

Aplicando la ecuación E.9 se obtiene la carga crítica de pandeo elástico

$$Pe = \left( \frac{\pi^2 \cdot 1.28 \cdot 10^{11}}{(156.25)^2} \right) \cdot 10^{-3} = 51,957.45 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a compresión de la sección compuesta se calcula con ecuación E.12, si se cumple que:

$$\frac{Pn_o}{Pe} \leq 2.25$$

$$Pn = Pn_o \cdot 0.658^{\frac{Pn_o}{Pe}} \quad (E.12)$$

$$\frac{Pn_o}{Pe} = \frac{914.92}{51,957.45} = 0.02$$

Por lo tanto, utilizando la ecuación E.12, se obtiene:

$$Pn = 914.92 \cdot 0.658^{\frac{914.92}{51,957.45}} = 908.20 \text{ tonf}$$

### Resistencia disponible a compresión axial y flexión

De acuerdo con el LRFD, la resistencia nominal debe ser multiplicada por un factor,  $\phi_c = 0.90$ .

$$Pc = \phi_c \cdot Pn = 0.90 \cdot 908.20 = 817.38 \text{ tonf}$$

$$Mc_z = \phi_c \cdot Mp_z = 0.90 \cdot 167.08 = 150.37 \text{ tonf m}$$

$$Mc_y = \phi_c \cdot Mp_y = 0.90 \cdot 108.55 = 97.70 \text{ tonf m}$$

Finalmente, la relación de esfuerzos se calcula para  $Pu/Pc < 0.20$ , como:

$$\frac{Pu}{2 \cdot Pc} + \frac{Mu_z}{Mc_z} + \frac{Mu_y}{Mc_y} \leq 1.0$$

$$\frac{Pu}{Pc} = \frac{73.33}{817.38} = 0.09$$

$$\frac{73.33}{2 \cdot 817.38} + \frac{44.36}{150.37} + \frac{56.36}{97.70} = 0.92$$

$$0.92 < 1.0 \quad OK$$

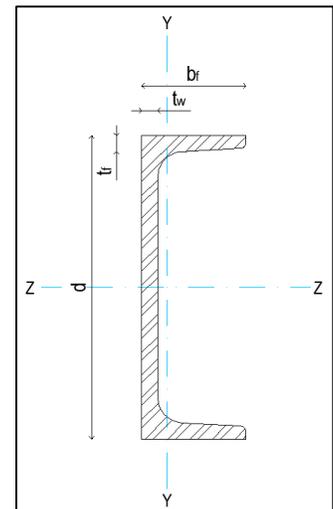
## Apéndice F. Revisión de “patas de gallo”

Estos elementos son modelados para trabajar principalmente a compresión; sin embargo, este estado es ideal y nunca se cumple debido a que siempre existe alguna excentricidad de la carga aplicada sobre la sección. En consecuencia, habrá un ligero efecto de flexión en la longitud de la barra, pero usualmente se considera despreciable.

La resistencia del perfil de acero ante esfuerzos de compresión está en función de su esbeltez, si es demasiado esbelto, la carga axial provocará un estado de inestabilidad y por lo tanto una falla por pandeo, en cambio, si el elemento es robusto su falla será por fluencia del acero antes que por pandeo puesto que la carga necesaria para causar la inestabilidad será muy grande. A continuación, se muestra el cálculo de la relación de esfuerzos en el miembro que está sometido a la mayor carga axial de compresión de acuerdo con los datos siguientes y la figura VIII.9.

### Datos

- $P_u = 57.87 \text{ tonf}$  (Combinación de carga C24)
- $E = 2,039,000 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_y = 3,515 \text{ kgf/cm}^2$
- $L \cong 127 \text{ cm}$  (longitud sin arriostrar)
- $K = 1.00$  (Factor de longitud efectiva para elementos con apoyos fijos)
- $\phi_c = 0.90$  (Código LRFD-2010)



Fuente: Elaboración propia

Figura VIII.9. Canal CE 6 x 10

Tabla VIII.11. Dimensiones y propiedades geométricas del canal CE 6 x 10

Designación	Peralte	Alma		Patín		Área	Radio de giro		Propiedades torsión			
		$d$	$h$	$t_w$	$b_f$		$t_f$	$A_g$	$r_z$	$r_y$	$J$	$C_w$
mm x kgf/m	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm	
152 x 15.60	15.20	11.00	0.80	5.20	0.87	19.90	5.64	1.30	5.30	1,587	6.30	0.842

## Pandeo por flexión

En compresión las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. En este caso particular, para que la sección canal sea considerada como miembro sin elementos esbeltas debe cumplir con las ecuaciones F.1 y F.2. En caso contrario, será clasificada como miembro con elementos esbeltas.

$$\frac{b_f}{t_f} < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F.1})$$

$$\frac{h}{t_w} < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F.2})$$

Aplicando las ecuaciones, F.1 y F.2 se obtiene lo siguiente:

$$\frac{5.20}{0.87} < 0.56 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}}$$

$$5.98 < 13.49$$

$$\frac{11.00}{0.80} < 1.49 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}}$$

$$13.75 < 35.89$$

Se cumplen ambas ecuaciones, por lo tanto, el elemento es clasificado como miembro sin elementos esbeltas.

La resistencia nominal a compresión se determina con la ecuación F.3, tanto para el estado límite de pandeo por flexión como para los estados límite de pandeo por torsión y flexo-torsión.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{F.3})$$

$F_{cr}$  es el esfuerzo crítico evaluado con la expresión F.4, y  $A_g$  es el área gruesa de la sección transversal.

$$F_{cr} = \begin{cases} \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y & \text{si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 0.877 \cdot F_e & \text{si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{cases} \quad (\text{F.4})$$

Donde,  $F_e$  = esfuerzo de pandeo elástico determinado con la ecuación F.5

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{F.5})$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.00 \cdot 127}{1.30} = 97.69$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 113.44$$

$$97.69 < 113.44$$

Por otro lado, aplicando la ecuación F.5, se obtiene el esfuerzo de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2,039,000}{\left(\frac{1.00 \cdot 127}{1.30}\right)^2} = 2,108.61 \text{ kgf/cm}^2$$

Se cumple que  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{E/F_y}$ , por lo tanto, de acuerdo con la ecuación F.4, el esfuerzo crítico es:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3,515}{2,108.61}}\right) (3,515) = 1,749.49 \text{ kgf/cm}^2$$

Entonces, la resistencia nominal a compresión determinada con la ecuación F.3 es:

$$P_n = \frac{1,749.49 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 19.90 \text{ cm}^2}{1000} = 34.81 \text{ tonf}$$

Pero, para dos canales CE 6 x 10 espalda con espalda:

$$P_n = 69.63 \text{ tonf}$$

### Pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión

En este caso, el esfuerzo crítico se determina con la ecuación F.4 pero evaluando el esfuerzo de pandeo elástico con la ecuación F.6, para miembros con un eje de simetría.

$$F_e = \frac{F_{ez} + F_{ex}}{2 \cdot H} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{ez} \cdot F_{ex} \cdot H}{(F_{ez} + F_{ex})^2}}\right) \quad (\text{F.6})$$

$$F_{ex} = \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} + G \cdot J\right) \cdot \left(\frac{1}{A_g \cdot r_o^2}\right) \quad (\text{F.7})$$

$$H = 1 - \frac{z_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \quad (\text{F.8})$$

Donde

- $G$  = Módulo de elasticidad al cortante del acero igual a  $784,000 \text{ kgf/cm}^2$
- $J$  = constante de torsión,  $\text{cm}^4$
- $C_w$  = Constante de alabeo,  $\text{cm}^6$
- $r_o$  = Radio polar de giro al rededor del centro de cortante,  $\text{cm}$
- $I_z, I_y$  = Momentos de inercia respecto a los ejes principales,  $\text{cm}^4$
- $z_o, y_o$  = Coordenadas del centro de cortante con respecto al centroide,  $\text{cm}$

Se calcula  $F_{ez}$  con la ecuación F.5, obteniendo lo siguiente:

$$F_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot 2,039,000}{\left(\frac{1.00 \cdot 127}{5.64}\right)^2} = 39,688.78 \text{ kgf/cm}^2$$

Sustituyendo los datos presentados en la tabla VIII.11, en la ecuación F.7:

$$F_{ex} = \left( \frac{\pi^2 \cdot 2,039,000 \cdot 1,587}{(1.00 \cdot 127)^2} + 784,000 \cdot 5.3 \right) \cdot \left( \frac{1}{19.90 \cdot 6.30^2} \right) = 7,767.86 \text{ kgf/cm}^2$$

Y de igual manera en la ecuación F.6:

$$F_e = \frac{39,688.78 + 7,767.86}{2 \cdot 0.842} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 39,688.78 \cdot 7,767.86 \cdot 0.842}{(39,688.78 + 7,767.86)^2}} \right) = 9,045.90 \text{ kgf/cm}^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo crítico, evaluado con la ecuación F.4 es:

$$F_{cr} = \left( 0.658^{\frac{3,515}{9,045.90}} \right) (3,515) = 2,987.40 \text{ kgf/cm}^2$$

Y la resistencia nominal a compresión resulta ser igual a:

$$P_n = \frac{2,987.40 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 19.90 \text{ cm}^2}{1000} = 59.45 \text{ tonf}$$

Pero, para dos canales CE 6 x 10 espalda con espalda:

$$P_n = 118.90 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a compresión  $P_n$ , debe ser la menor de las magnitudes de los estados límite de pandeo por flexión, pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión. (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., 2017).

Por lo tanto,  $P_n = 69.63 \text{ tonf}$ .

Finalmente se calcula la relación  $R_u/\phi R_n$  de la siguiente manera:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{57.87 \text{ tonf}}{0.90 \cdot 69.63 \text{ tonf}} = 0.92$$

Esta relación tiene un valor menor a 1.0, por lo tanto, es aceptable.

# LISTA DE IMÁGENES TABLAS Y FIGURAS

## Capítulo I. Antecedentes.

Imagen I.1. Edificio I. Torre de Ciencias Básicas .....	2
Imagen I.2. Daño en ventanas .....	3
Imagen I.3. Daño en muro divisorio.....	3
Imagen I.4. Grieta en columna (1).....	3
Imagen I.5. Grieta en columna (2).....	3

## Capítulo II. Descripción general de la estructura.

Figura II.1. Localización del Edificio I. Torre de Ciencias Básicas .....	5
Figura II.2. Planta estructural, cimentación .....	7
Figura II.3. Secciones y armados de zapatas.....	8
Figura II.4. Planta estructural, ubicación de columnas (NTC +0.00) .....	9
Figura II.5. Planta estructural, sistema de piso nivel 1 (NTC +3.60) .....	10
Figura II.6. Planta estructural, sistema de piso nivel 2 (NTC +7.20) .....	11
Figura II.7. Planta estructural, sistema de piso nivel 3 (NTC +10.80) .....	12
Figura II.8. Planta estructural, sistema de piso nivel azotea (NTC +14.40) .....	13
Figura II.9. Secciones y armados de columnas (PB-N1, N1-N2) .....	14
Figura II.10. Secciones y armados de columnas (N2-N3, N3-AZ).....	15
Figura II.11. Zonificación de la CDMX para fines de diseño por sismo .....	17

## Capítulo III. Estudios analíticos.

Figura III.1. Planta Baja .....	19
Figura III.2. Planta Nivel 1 .....	20
Figura III.3. Planta Nivel 2 .....	21
Figura III.4. Planta Nivel 3 .....	22
Figura III.5. Planta Azotea .....	23
Figura III.6. Comparación entre espectros de diseño .....	28
Tabla III.1. Cargas muertas por unidad de área utilizadas en el modelo analítico .....	25
Tabla III.2. Peso total del sistema de gradas por nivel .....	25
Tabla III.3. Cargas vivas de acuerdo a su destino (NTC-17).....	26
Tabla III.4. Factores de corrección por hiperestaticidad .....	27
Tabla III.5. Propiedades del espectro de diseño de acuerdo con las NTC-17 .....	28
Tabla III.6. Masa traslacional y rotacional .....	29
Tabla III.7. Efectos de torsión debidos a la acción sísmica .....	31

## Capítulo IV. Análisis de resultados conforme a disposiciones reglamentarias.

Figura IV.1. Identificación de nudos en marco eje Z .....	40
Figura IV.2. Identificación de nudos en marco eje A .....	40
Figura IV.3. Identificación de nudos en marco eje B .....	41
Figura IV.4. Identificación de nudos en marco eje C .....	42
Figura IV.5. Identificación de nudos en marco eje D .....	43
Figura IV.6. Identificación de nudos en marco eje E .....	44
Figura IV.7. Identificación de nudos en marco eje F .....	45

Figura IV.8. Identificación de nudos en marco eje G.....	46
Figura IV.9. Identificación de nudos en marco eje H.....	47
Figura IV.10. Desplazamientos con combinación de carga C12 (1) .....	48
Figura IV.11. Desplazamientos con combinación de carga C12 (2) .....	49
Figura IV.12. Desplazamientos con combinación de carga C12 (3) .....	50
Figura IV.13. Desplazamientos con combinación de carga C14 (1) .....	51
Figura IV.14. Desplazamientos con combinación de carga C14 (2) .....	52
Figura IV.15. Desplazamientos con combinación de carga C14 (3) .....	53
Figura IV.16. Revisión de columnas, estructura original .....	55
Figura IV.17. Planta nivel 1, revisión de trabes principales. Combinación de carga C17 .....	56
Figura IV.18. Planta nivel 2, revisión de trabes principales. Combinación de carga C17 .....	57
Figura IV.19. Planta nivel 3, revisión de trabes principales. Combinación de carga C17 .....	58
Figura IV.20. Planta azotea, revisión de trabes principales. Combinación de carga C17 .....	59
Tabla IV.1. Distorsiones de entrepiso para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, estructura original .....	36
Tabla IV.2. Distorsiones de entrepiso para revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes, estructura original .....	38

## Capítulo V. Propuestas de reforzamiento.

Figura V.1. Modelo tridimensional de la estructura original.....	61
Figura V.2. Modelo tridimensional de la propuesta 1 .....	62
Figura V.3. Modelo tridimensional de la propuesta 2 .....	63
Figura V.4. Modelo tridimensional de la propuesta 3 .....	64
Figura V.5. Modelo tridimensional de la propuesta 4 .....	65
Figura V.6. Modelo tridimensional de la propuesta 5 .....	66
Figura V.7. Modelo tridimensional de la propuesta 6 .....	67
Figura V.8. Identificación de nudos para modelado de "patas de gallo" en marco eje 2.....	69
Figura V.9. Identificación de nudos para modelado de "patas de gallo" en marco eje 1.....	70
Figura V.10. Relaciones de esfuerzo en columnas reforzadas .....	80
Figura V.11. Relaciones de esfuerzo en "patas de gallo", marco eje 2.....	81
Figura V.12. Relaciones de esfuerzo en "patas de gallo", marco eje 1.....	82
Figura V.13. Detalle esquemático de encamisado y "patas de gallo" .....	84
Figura V.14. Detalle esquemático de ampliación de columnas C-1 y conexión con muro de concreto .....	84
Figura V.15. Esquema general de reforzamiento en marcos eje número .....	86
Figura V.16. Esquema general de reforzamiento en marcos ejes B y H.....	87
Figura V.17. Modificación de la cimentación .....	88
Tabla V.1. Efecto de torsión en estructura modificada .....	72
Tabla V.2. Distorsiones de entrepiso para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, estructura modificada.....	73
Tabla V.3. Distorsiones de entrepiso para revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes, estructura modificada .....	75
Tabla V.4. Configuración del encamisado metálico .....	78
Tabla V.5. Acero de refuerzo para columnas C-1 .....	79

## Apéndice A. Cálculo de la excentricidad torsional.

Tabla VIII.1. Cortantes en columnas por sismo en dirección X.....	93
Tabla VIII.2. Cortantes en columnas por sismo en dirección Z .....	94
Tabla VIII.3. Suma de cortantes por crujía (Sismo en X) .....	94
Tabla VIII.4. Suma de cortantes por crujía (Sismo en Z).....	95
Tabla VIII.5. Excentricidad torsional de cada nivel .....	96

## **Apéndice B. Revisión de las condiciones de regularidad.**

Tabla VIII.6. Peso de cada nivel .....	98
Tabla VIII.7. Dimensiones en planta .....	99
Tabla VIII.8. Rigidez lateral de entrepiso .....	100
Tabla VIII.9. Capacidad resistente de entrepiso .....	101

## **Apéndice C. Cálculo del área de acero de refuerzo requerido en columnas y trabes de concreto.**

Figura VIII.1. Diagrama de momentos en trabe T-106 .....	103
Figura VIII.2. Columna sometida a flexo-compresión biaxial .....	106
Figura VIII.3. Diagrama de interacción para columnas con $R_z/R_y = 0.5$ .....	108
Figura VIII.4. Diagrama de interacción para columnas con $R_z/R_y = 1.0$ .....	109

## **Apéndice D. Modelación del encamisado de acero en columnas.**

Figura VIII.5. Esquema de columna encamisada .....	111
Tabla VIII.10. Área y momentos de inercia de las secciones transformadas .....	112

## **Apéndice E. Resistencia nominal de columnas encamisadas.**

Figura VIII.6. Geometría del encamisado .....	115
Figura VIII.7. Curvas de confinamiento debido a esfuerzos de confinamiento lateral .....	118
Figura VIII.8. Diagrama de interacción para columnas rectangulares a flexo-compresión .....	120

## **Apéndice F. Revisión de “patas de gallo”.**

Figura VIII.9. Canal CE 6 x 10 .....	125
Tabla VIII.11. Dimensiones y propiedades geométricas del canal CE 6 x 10 .....	125