



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, 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**

Jesús Alberto López Mondragón

**DIRECTOR DE TESIS**

M. en I. José Luis Trigos Suárez



**Ciudad Universitaria, Ciudad de México, 2016**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/033/16

Señor  
JESÚS ALBERTO LÓPEZ MONDRAGÓN  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTUDIO SOBRE LA SEGURIDAD Y LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR, DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN 1967, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO
- II. ESTUDIOS ANALÍTICOS
- III. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- IV. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO
- V. 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 4 de abril del 2016.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.

# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
Motivación .....	1
Justificación.....	2
Objetivo general.....	2
Objetivos específicos .....	2
<b>CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....</b>	<b>3</b>
1.1 Proyecto arquitectónico .....	6
1.2 Proyecto estructural.....	12
1.3 Cimentación .....	26
1.4 Planos consultados.....	29
<b>CAPÍTULO 2: ESTUDIOS ANALÍTICOS .....</b>	<b>30</b>
2.1 Cargas .....	32
2.1.1 Carga muerta .....	32
2.1.1.1 Carga uniforme en los sistemas de piso de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – 1966 .....	32
2.1.1.2 Carga muerta total de acuerdo con el RCDF - 1966.....	32
2.1.1.3 Carga uniforme en los sistemas de piso de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - 2004.....	33
2.1.1.4 Carga muerta total de acuerdo con las NTCRCDF – 2004.....	33
2.1.2 Carga viva.....	34
2.1.2.1 Carga uniforme de acuerdo con el RCDF - 1966 .....	34
2.1.2.2 Carga uniforme de acuerdo con las NTCRCDF - 2004.....	35
2.1.3 Acciones accidentales .....	36
2.1.3.1 Fuerzas sísmicas .....	36
2.1.3.2 Análisis Sísmico Estático Equivalente de acuerdo con el RCDF—1966.....	36
2.1.3.3 Análisis Sísmico Estático Equivalente de acuerdo con las NTCRCDF—2004 .....	38
2.1.3.3.1 Factor de reducción .....	38
2.1.3.3.2 Condiciones de regularidad .....	38
2.1.3.4 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral de acuerdo con las NTCRCDF—2004 .....	41
2.1.3.4.1 Espectro de diseño sísmico .....	42
2.1.3.4.2 Cortante basal.....	42

2.2 Modelos analíticos .....	43
2.1.1 Propiedades geométricas de los elementos .....	44
2.2.2 Topología.....	47
2.2.3 Propiedades mecánicas de los materiales .....	56
2.2.4 Condiciones básicas de carga.....	56
2.2.5 Combinaciones de carga .....	56
2.2.5.1 RCDF – 1996 .....	56
2.2.5.1.1 Estados límite de servicio.....	56
2.2.5.1.2 Estados límite de falla .....	57
2.2.5.2 NTCRCDF - 2004 .....	57
2.2.5.2.1 Estados límite de servicio.....	57
2.2.5.2.2 Estados límite de falla .....	57
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>58</b>
3.1 Estados límite de servicio .....	60
3.1.1 Modelo 1: RCDF-1966 .....	61
3.1.2 Modelo 2: RCDF-2004-ASEE .....	62
3.1.3 Modelo 3: RCDF-2004-ASDME .....	63
3.1.4 Resumen comparativo de los 3 modelos analíticos.....	64
3.2 Estados límite de falla .....	66
3.2.1 Modelo 1: RCDF-1966 .....	67
3.2.2 Modelo 2: RCDF-2004-ASEE .....	74
3.2.3 Modelo 3: RCDF-2004-ASDME .....	81
3.2.4 Resumen comparativo de los 3 modelos analíticos.....	88
<b>CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO.....</b>	<b>90</b>
4.1 Niveles de desempeño estructural .....	91
4.2 Procedimientos de análisis no lineal de estructuras.....	93
4.3 Articulaciones plásticas .....	93
4.4 Curva de capacidad .....	94
4.5 Análisis pushover del edificio en estudio.....	95
4.5.1 Análisis pushover en la dirección transversal “X” .....	97
4.5.2 Análisis pushover en la dirección longitudinal “Y” .....	99
4.5 Punto de desempeño .....	101
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>103</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>105</b>

# ÍNDICE DE FIGURAS

## **CAPÍTULO 1**

<b>Figura 1.1</b> Ubicación del edificio.....	5
<b>Figura 1.2</b> Planta – Nivel sótano .....	7
<b>Figura 1.3</b> Planta – Nivel planta baja .....	8
<b>Figura 1.4</b> Planta - Primer nivel.....	9
<b>Figura 1.5</b> Planta - Segundo nivel .....	10
<b>Figura 1.6</b> Planta - Tercer nivel .....	11
<b>Figura 1.7</b> Armado de vigas longitudinales - Planta baja.....	13
<b>Figura 1.8</b> Armado de vigas longitudinales - Primer nivel .....	14
<b>Figura 1.9</b> Armado de vigas longitudinales - Segundo nivel .....	15
<b>Figura 1.10</b> Armado de vigas longitudinales - Tercer nivel.....	16
<b>Figura 1.11</b> Armado de vigas longitudinales – Azotea.....	17
<b>Figura 1.12</b> Marco - Eje 1 .....	18
<b>Figura 1.13</b> Marco - Ejes 2, 5, 9 ,10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 y 20.....	19
<b>Figura 1.14</b> Marco - Ejes 3 y 4.....	20
<b>Figura 1.15</b> Marco - Ejes 6 y 8.....	21
<b>Figura 1.16</b> Marco - Eje 7 .....	22
<b>Figura 1.17</b> Marco - Eje 21 .....	23
<b>Figura 1.18</b> Marco - Eje 22 .....	24
<b>Figura 1.19</b> Tabla general de columnas .....	25
<b>Figura 1.20</b> Planta – Cimentación .....	27
<b>Figura 1.21</b> Tipos de zapatas .....	28

## **CAPÍTULO 2**

<b>Figura 2.1</b> Secciones transversales de trabes – Parte 1.....	44
<b>Figura 2.2</b> Secciones transversales de trabes – Parte 2.....	45
<b>Figura 2.3</b> Secciones transversales de columnas.....	46
<b>Figura 2.4</b> Asignación de trabes - Planta baja.....	47
<b>Figura 2.5</b> Asignación de trabes - Primer nivel .....	48
<b>Figura 2.6</b> Asignación de trabes - Segundo nivel .....	49
<b>Figura 2.7</b> Asignación de trabes - Tercer nivel.....	50
<b>Figura 2.8</b> Asignación de trabes – Azotea.....	51
<b>Figura 2.9</b> Asignación de trabes y columnas - Eje B.....	52
<b>Figura 2.10</b> Asignación de trabes y columnas - Eje C.....	53
<b>Figura 2.11</b> Isométrico 1 (colores por tipo de sección) .....	54
<b>Figura 2.12</b> Isométrico 2 (colores por tipo de sección).....	55

## **CAPÍTULO 3**

<b>Figura 3.1</b> Comparación de deformaciones en los 3 modelos – Parte 1 .....	64
<b>Figura 3.2</b> Comparación de deformaciones en los 3 modelos – Parte 2 .....	65
<b>Figura 3.3</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 1 – Planta baja .....	67
<b>Figura 3.4</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 1 - Primer nivel .....	68
<b>Figura 3.5</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 1 - Segundo nivel .....	69
<b>Figura 3.6</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 1 - Tercer nivel .....	70
<b>Figura 3.7</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 1 - Azotea.....	71
<b>Figura 3.8</b> Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y trabes del modelo 1 - Eje B.....	72
<b>Figura 3.9</b> Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y trabes del modelo 1 - Eje C.....	73
<b>Figura 3.10</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 2 - Planta baja .....	74
<b>Figura 3.11</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 2 - Primer nivel .....	75
<b>Figura 3.12</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 2 - Segundo nivel .....	76
<b>Figura 3.13</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 2 -Tercer nivel.....	77
<b>Figura 3.14</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 2 - Azotea.....	78
<b>Figura 3.15</b> Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y trabes del modelo 2 - Eje B.....	79
<b>Figura 3.16</b> Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y trabes del modelo 2 - Eje C.....	80
<b>Figura 3.17</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 3 - Planta baja .....	81
<b>Figura 3.18</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 3 - Primer nivel .....	82
<b>Figura 3.19</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 3 - Segundo nivel .....	83
<b>Figura 3.20</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 3 - Tercer nivel.....	84
<b>Figura 3.21</b> Relaciones de demanda - capacidad de las trabes del modelo 3 - Azotea.....	85
<b>Figura 3.22</b> Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y trabes del modelo 3 - Eje B.....	86
<b>Figura 3.23</b> Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y trabes del modelo 3 - Eje C.....	87
<b>Figura 3.24</b> Comparación de las relaciones de demanda—capacidad de los 3 modelos.....	89

## **CAPÍTULO 4**

<b>Figura 4.1</b> Comportamiento de los elementos al modelar articulaciones plásticas.....	94
<b>Figura 4.2</b> Asignación de potenciales articulaciones plásticas en un marco longitudinal de la estructura .....	96
<b>Figura 4.3</b> Pasos de carga - Pushover en la dirección transversal “X” .....	98
<b>Figura 4.4</b> Pasos de carga - Pushover en la dirección longitudinal “Y” .....	100

## ***INTRODUCCIÓN***

Con el paso del tiempo el hombre adquiere nuevos conocimientos, gracias en gran parte a la experiencia, esto ha dado lugar a la creación de reglamentos para prevenir situaciones indeseables, posteriormente, mediante la constatación de eventos que no lograron ser mitigados o evitados con dicho reglamento, este es necesaria y convenientemente modificado por el ser humano para reducir las situaciones para las cuales las consideraciones escritas en el reglamento han sido insuficientes, excesivas o inadecuadas.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ha sido modificado en múltiples ocasiones, desde 1920, en gran medida debido a que han ocurrido sismos que provocan más desastres que otros presenciados en el pasado, pero también porque se profundiza cada vez más en el conocimiento de los factores externos e internos que influyen en la seguridad y en la estabilidad de las estructuras.

En este trabajo, se realiza el análisis de la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar con base en las disposiciones actuales y con base en el reglamento que estaba vigente cuando se diseñó dicho edificio.

## **MOTIVACIÓN**

Un aspecto fundamental en la vida es la seguridad, a tal grado que en todas las actividades que desarrolla el ser humano es una cuestión prioritaria, desde luego que resulta tener una importancia suprema en el diseño de estructuras, más aún en construcciones como la estudiada en este trabajo, las cuales son ocupadas por una gran cantidad de seres humanos.

Tengo la convicción de que con el desarrollo de este análisis de seguridad pondré en práctica algunos conocimientos que tengo, y aprenderé muchas cosas, que en conjunto mejorarán mi formación profesional, principalmente porque adquiriré confianza sobre dichos conocimientos al aplicarlos sobre un problema real y mediante la resolución de una gran cantidad de dudas que seguramente surgirán.

## **JUSTIFICACIÓN**

El problema en cuestión tiene importancia, debido a que la seguridad del edificio que es motivo de este trabajo es un factor fundamental, del cual dependen una gran cantidad de vidas humanas, en caso de encontrar alguna deficiencia en la estructura, gracias a las múltiples ventajas tecnológicas de las que se dispone en la actualidad, será posible proponer alternativas para mejorar la seguridad y estabilidad del inmueble, o en caso de que no haya ningún problema con la estructura, lo cual por supuesto sería ideal, habrá una mayor confianza sobre la seguridad que proporciona el edificio a pesar de la gran evolución que ha ocurrido en las disposiciones reglamentarias desde el diseño y la construcción de la obra hasta la actualidad.

## **OBJETIVO GENERAL**

Determinar la seguridad y estabilidad estructural del edificio "K" de la Facultad de Arquitectura de la UNAM, a nivel global y en sus elementos en particular.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Revisar el cumplimiento de la estructura en términos de distorsiones de entresijos, concepto correspondiente al estado límite de servicio, con base en la normatividad existente cuando se construyó el edificio y con base en la normatividad actual.
- Determinar las relaciones de demanda/capacidad de los elementos que conforman la estructura, concepto correspondiente al estado límite de falla, con base en la normatividad existente cuando se construyó el edificio y con base en la normatividad actual.
- Obtener puntos de desempeño de la estructura para solicitaciones sísmicas de distintas intensidades, con base en los criterios establecidos en las publicaciones ATC-40 y FEMA-356 (referencias 1 y 5).

# CAPÍTULO 1

## DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

---

## ***CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO***

En este capítulo se presentan los detalles de las características geométricas del edificio, la construcción y su estructura, desde aspectos fundamentales, como su ubicación, hasta una descripción detallada, mediante planos arquitectónicos y estructurales, los cuales son la base para plantear modelos analíticos del edificio. Para obtener la información detallada de la estructura, se consultaron los planos estructurales originales del proyecto, incluida la cimentación; para detalles y acabados, un levantamiento arquitectónico que data de 2011.

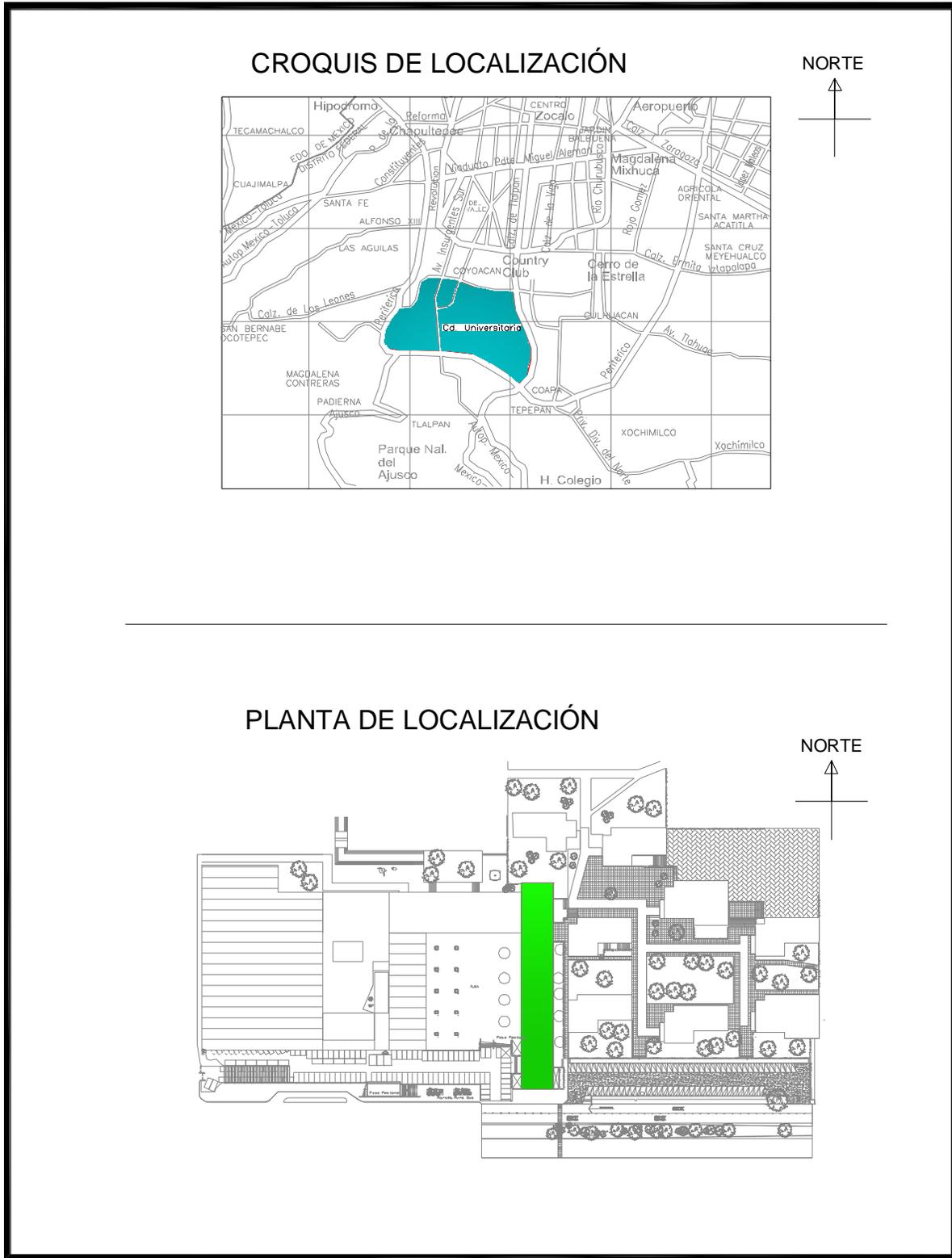
La construcción en estudio es el edificio "K" de la Facultad de Arquitectura de la UNAM, el cual se encuentra en la Ciudad de México, dentro de Ciudad Universitaria, la localización se muestra claramente en la *figura 1.1*. La ubicación del edificio es un aspecto muy importante, ya que la zona en la que se encuentra está directamente relacionada con el tipo de suelo, ese aspecto, así como los registros sísmicos que se tienen del lugar influyen mucho en los criterios de diseño, principalmente en lo referente al diseño sísmico de la estructura, y desde luego, la cimentación del edificio.

El edificio "K" fue proyectado en el año 1967, como una ampliación de la Facultad de Arquitectura, lo cual significa que el proyecto se elaboró con base en las recién creadas, en ese momento, disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966, el cual sin duda representó un gran cambio con respecto al anterior reglamento del año 1942 y las Normas de Emergencia de 1958.

La estructura del edificio es rectangular de dimensiones aproximadas en planta de 95 m X 16 m y 19 m de altura, las dimensiones se presentan con más precisión en la sección de este capítulo que muestra el proyecto arquitectónico del edificio, mismo que incluye información muy importante para modelar de una manera racional la estructura, como es el uso de las distintas áreas, y la presencia de elementos tales como muros divisorios y ventanas.

La construcción se estructuró a base de marcos de concreto reforzado, con losas macizas en los sistemas de piso, las propiedades mecánicas del concreto y el acero, así como los armados en traveses y columnas se presentan en la sección de este capítulo dedicada al proyecto estructural.

**Figura 1.1** Ubicación del edificio



## **1.1 PROYECTO ARQUITECTÓNICO**

El edificio consta de 5 niveles útiles y tiene una planta rectangular cuyas dimensiones son de 15.90 metros de ancho y 94.50 metros de largo.

Los pisos que tiene el edificio, así como sus respectivos Niveles de Piso Terminado, NPT, los cuales fueron verificados realizando mediciones, y la superficie de cada uno de ellos son los siguientes:

	<b><u>N.P.T.</u></b>	<b><u>SUPERFICIE</u></b>
<b>SÓTANO:</b>	-3.38 m	1,026 m <sup>2</sup>
<b>PLANTA BAJA:</b>	±0.00 m	1,422 m <sup>2</sup>
<b>PRIMER NIVEL:</b>	+4.80 m	1,422 m <sup>2</sup>
<b>SEGUNDO NIVEL:</b>	+8.37 m	1,422 m <sup>2</sup>
<b>TERCER NIVEL:</b>	+11.94 m	1,494 m <sup>2</sup>
<b>AZOTEA:</b>	+15.51 m	1,494 m <sup>2</sup>
		<hr/>
		8,280 m <sup>2</sup>

En el sentido corto hay 3 ejes constructivos (A, B y C), que tienen una distancia entre ellos de 11.86 m (B-C) y 4.04 m (A-B), en el sentido largo se ubican 22 ejes, del 1 al 22, con una separación constante entre ellos de 4.50 m.

Las fachadas del edificio están constituidas en el sentido corto de muros de tabique de barro vitrificado hueco, mientras que en los ejes B y C hay ventanas y muretes de aproximadamente 1 m de altura.

Los usos del edificio son predominantemente de aulas, talleres, oficinas y laboratorios en aquellas áreas comprendidas entre los ejes B y C (con excepción de la azotea), y de pasillos entre los ejes A y B.

En los planos arquitectónicos que se presentan a continuación (Figuras 1.2 a 1.6) se muestra detalladamente la vista en planta de todos los niveles del edificio con excepción de la azotea, de la cual es importante destacar su pequeña pendiente (menor al 5%). En dichos planos se puede apreciar la ubicación de cada uno de los muros del edificio (de mampostería y tablaroca), los elementos de cancelería y cristalería, así como de las columnas y las traveses y la asignación de espacios.

Figura 1.2 Planta – Nivel sótano

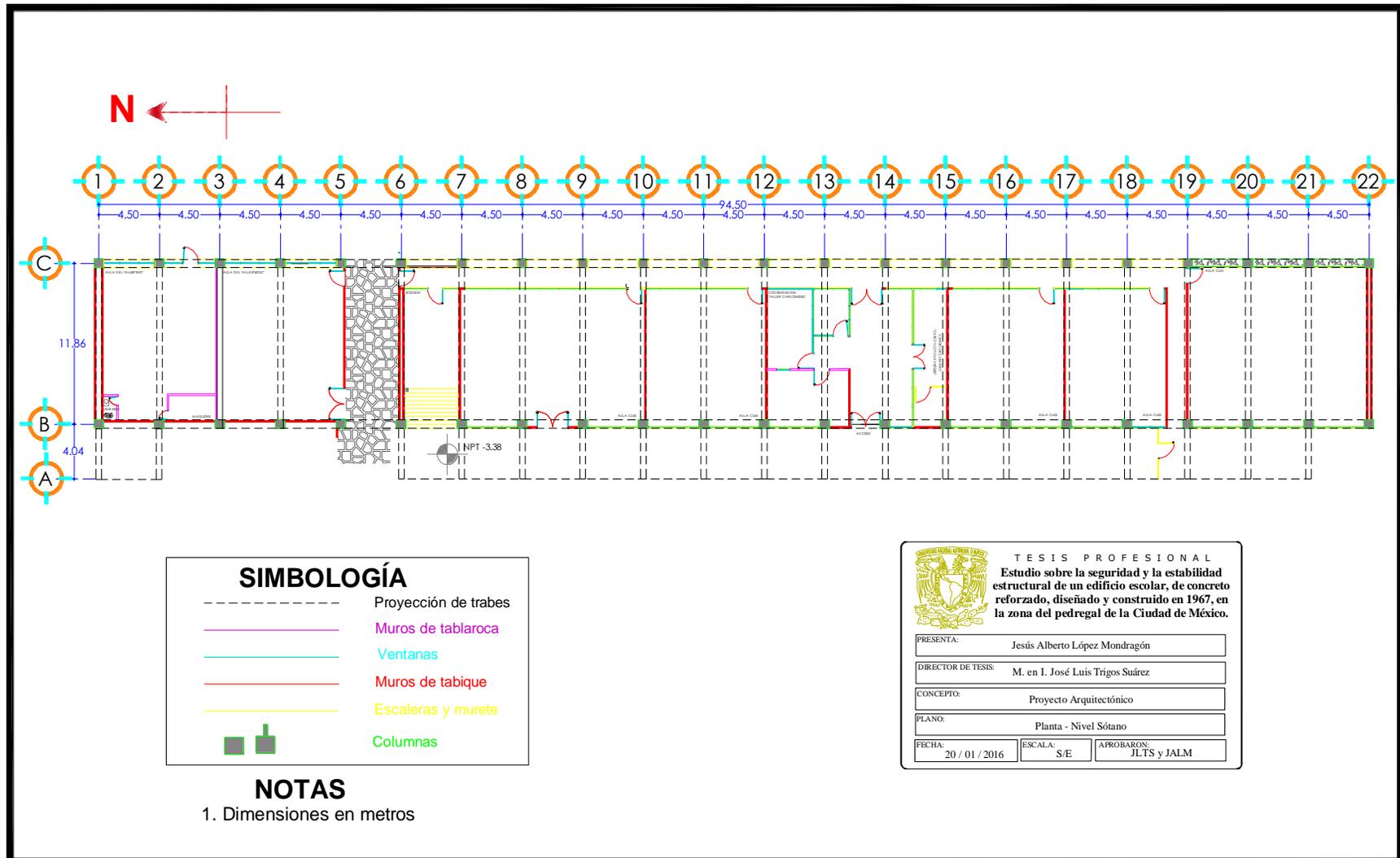


Figura 1.3 Planta – Nivel planta baja

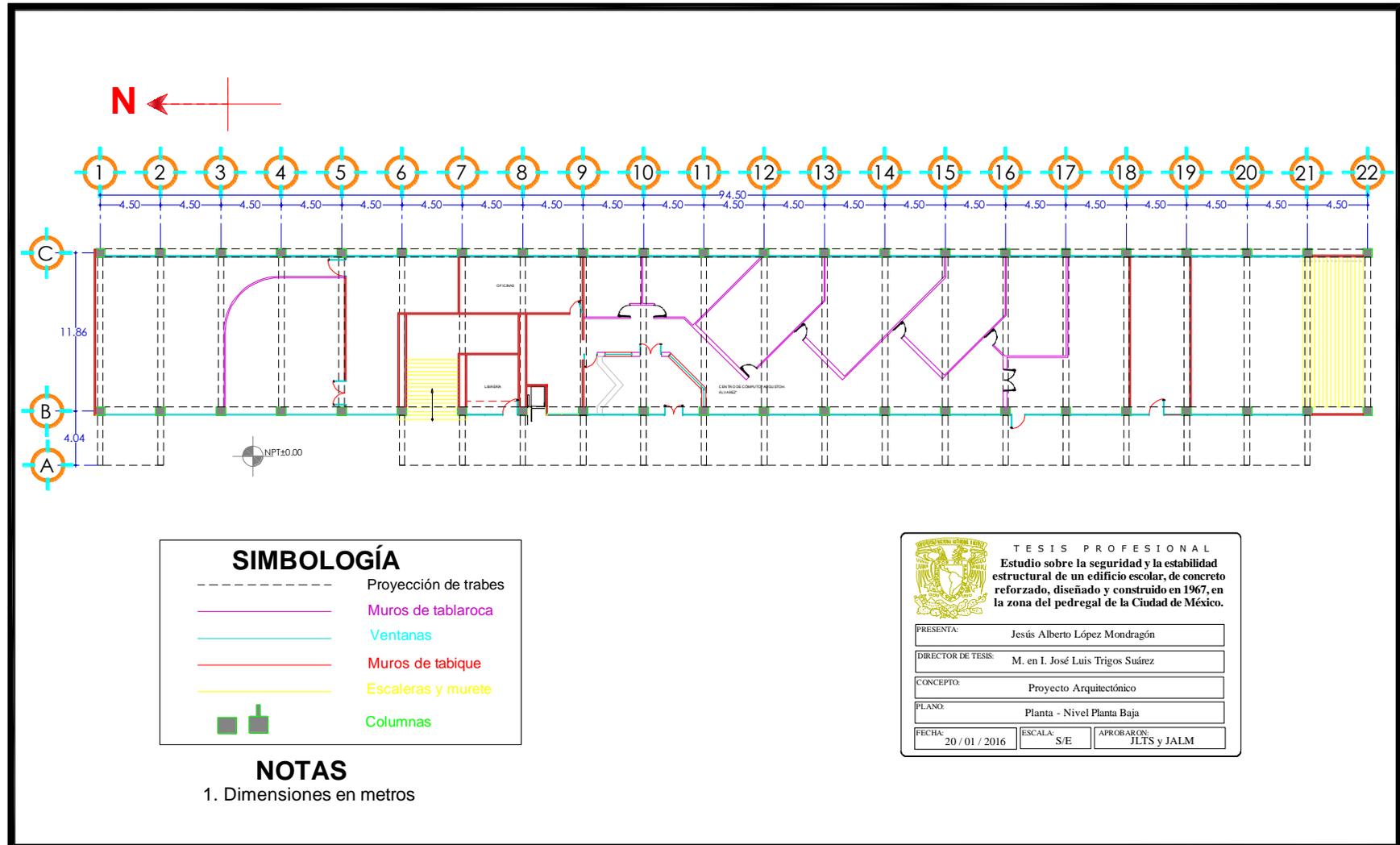


Figura 1.4 Planta - Primer nivel

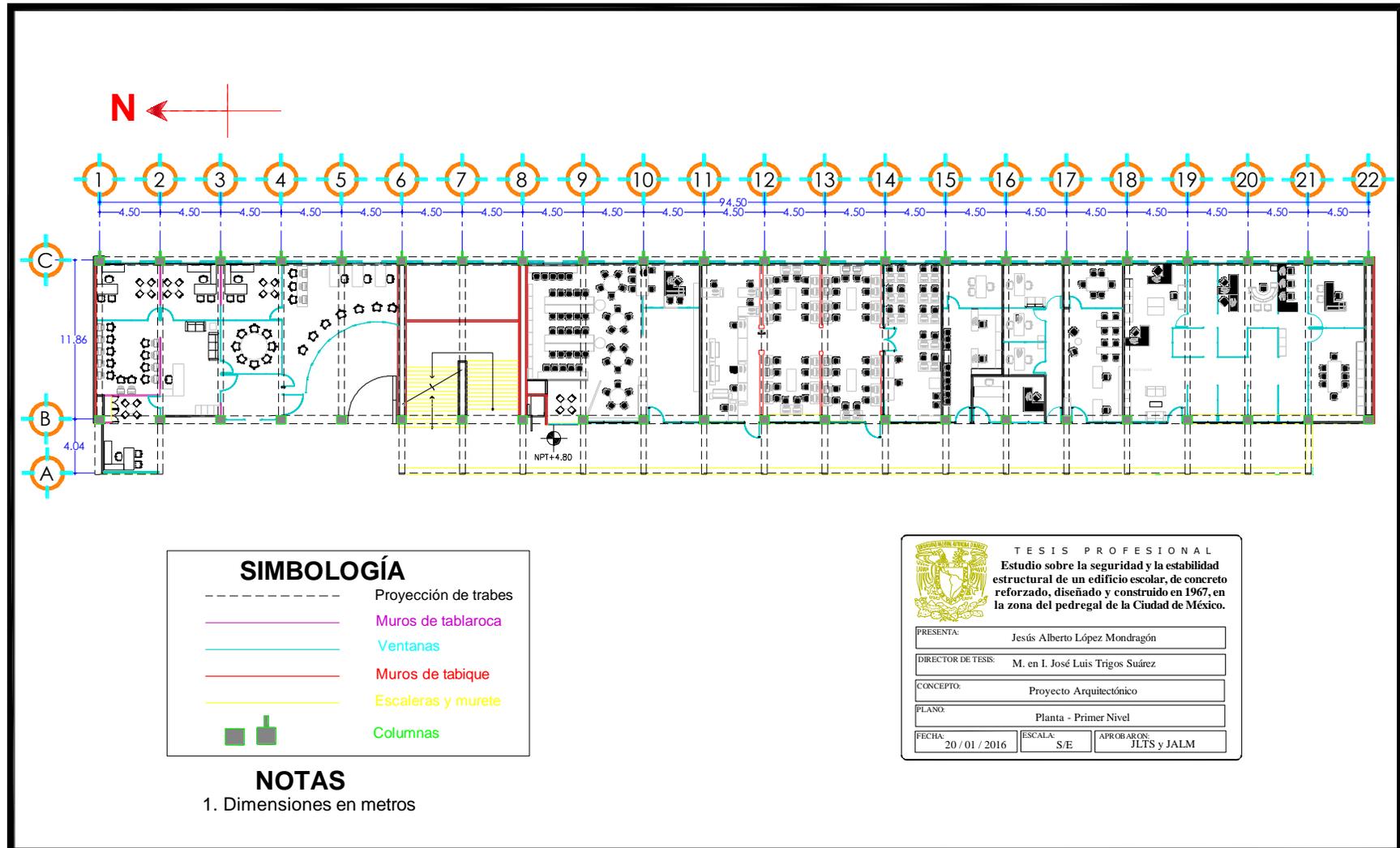


Figura 1.5 Planta - Segundo nivel

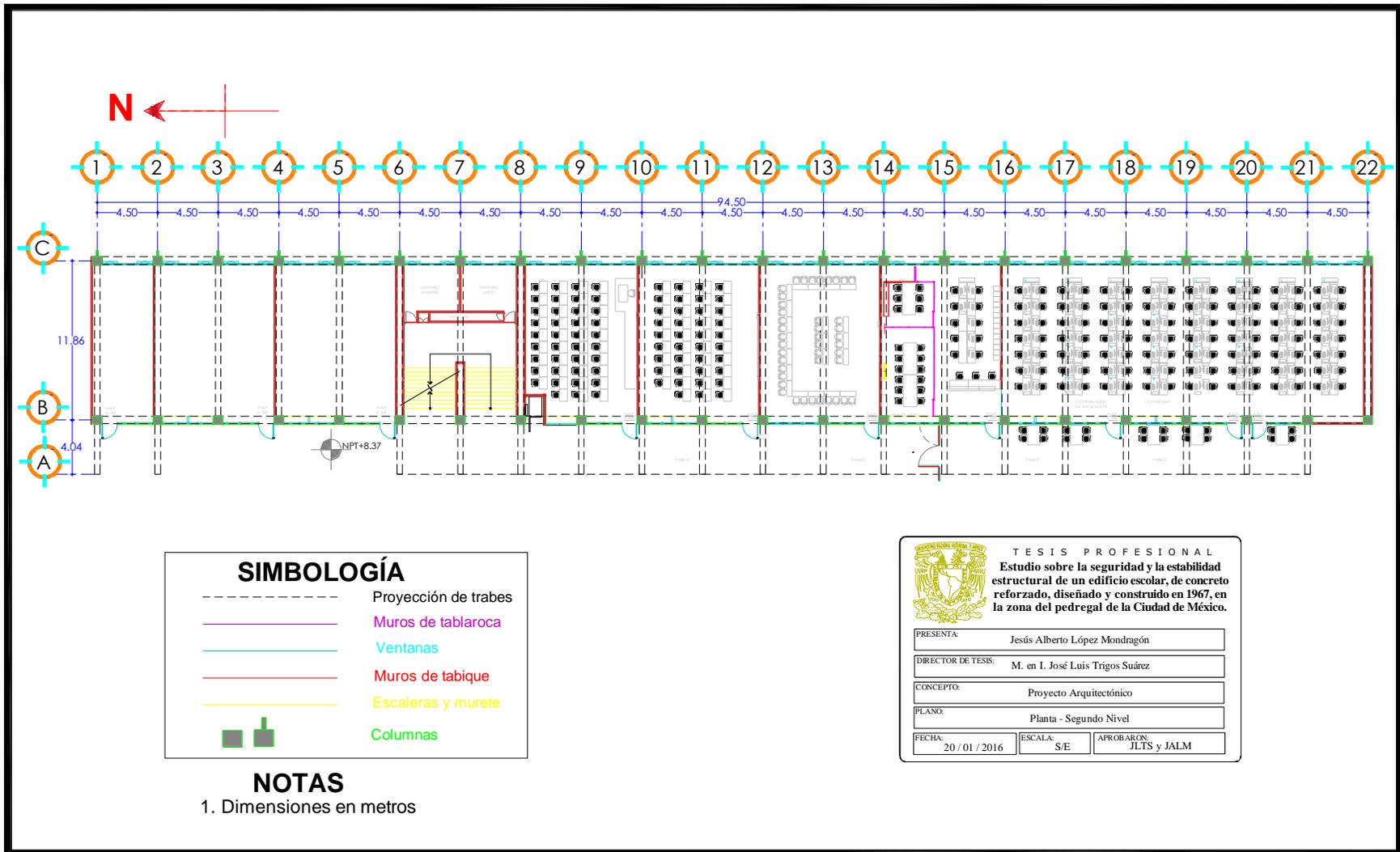
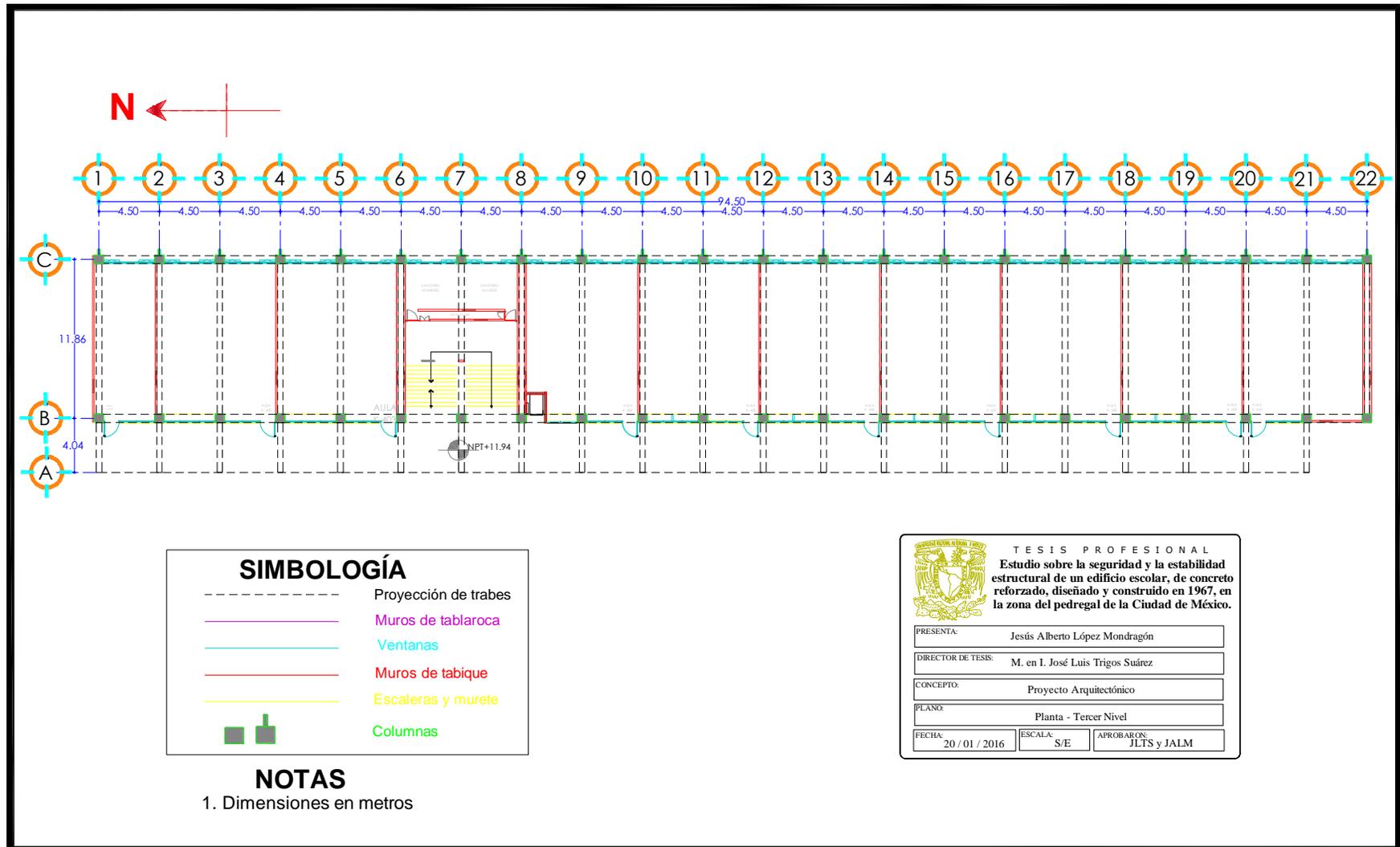


Figura 1.6 Planta - Tercer nivel



## **1.2 PROYECTO ESTRUCTURAL**

El edificio está estructurado a base de marcos de concreto reforzado ortogonales entre sí, con elementos que en su gran mayoría son prismáticos: trabes longitudinales y transversales que reciben las cargas de los sistemas de piso y las transmiten a las columnas y estas a la cimentación

El sistema de piso en todos los niveles está constituido estructuralmente por una losa maciza de concreto reforzado unida a la parte superior de las trabes, de un espesor especificado en los planos estructurales originales de 11 cm, mismo que está considerado en las dimensiones de las trabes.

Las cotas de los entrepisos en los planos estructurales originales difieren ligeramente de aquellos presentados en los planos arquitectónicos, los cuales fueron verificados en sitio, y por tanto son los reales. Las cotas especificadas en los planos estructurales son las siguientes:

	<b><i>COTA</i></b>
<b>SÓTANO:</b>	±0.00 m
<b>PLANTA BAJA:</b>	+3.60 m
<b>PRIMER NIVEL:</b>	+8.45 m
<b>SEGUNDO NIVEL:</b>	+12.05 m
<b>TERCER NIVEL:</b>	+15.65 m
<b>AZOTEA:</b>	+19.25 m

El edificio posee columnas únicamente en los ejes B y C en cada una de las intersecciones con los ejes numéricos (del 1 al 22), por lo que todos los elementos que se presentan entre los ejes A y B son parte de un voladizo.

Las propiedades de los materiales descritas en los planos originales son las siguientes:

- Concreto** →  $f'c= 240 \text{ kgf/cm}^2$
- Acero de refuerzo longitudinal** →  $f_y= 4,000 \text{ kgf/cm}^2$
- Acero de refuerzo transversal** →  $f_y= 2,320 \text{ kgf/cm}^2$

Las figuras presentadas en esta sección (1.9 a 1.21) muestran detalladamente el armado o refuerzo de cada uno de los elementos que conforman la estructura, con excepción de las losas, y fueron elaboradas con base en los planos estructurales originales del proyecto, que tienen fechas comprendidas entre marzo y mayo del año 1967.

Figura 1.7 Armado de vigas longitudinales - Planta baja

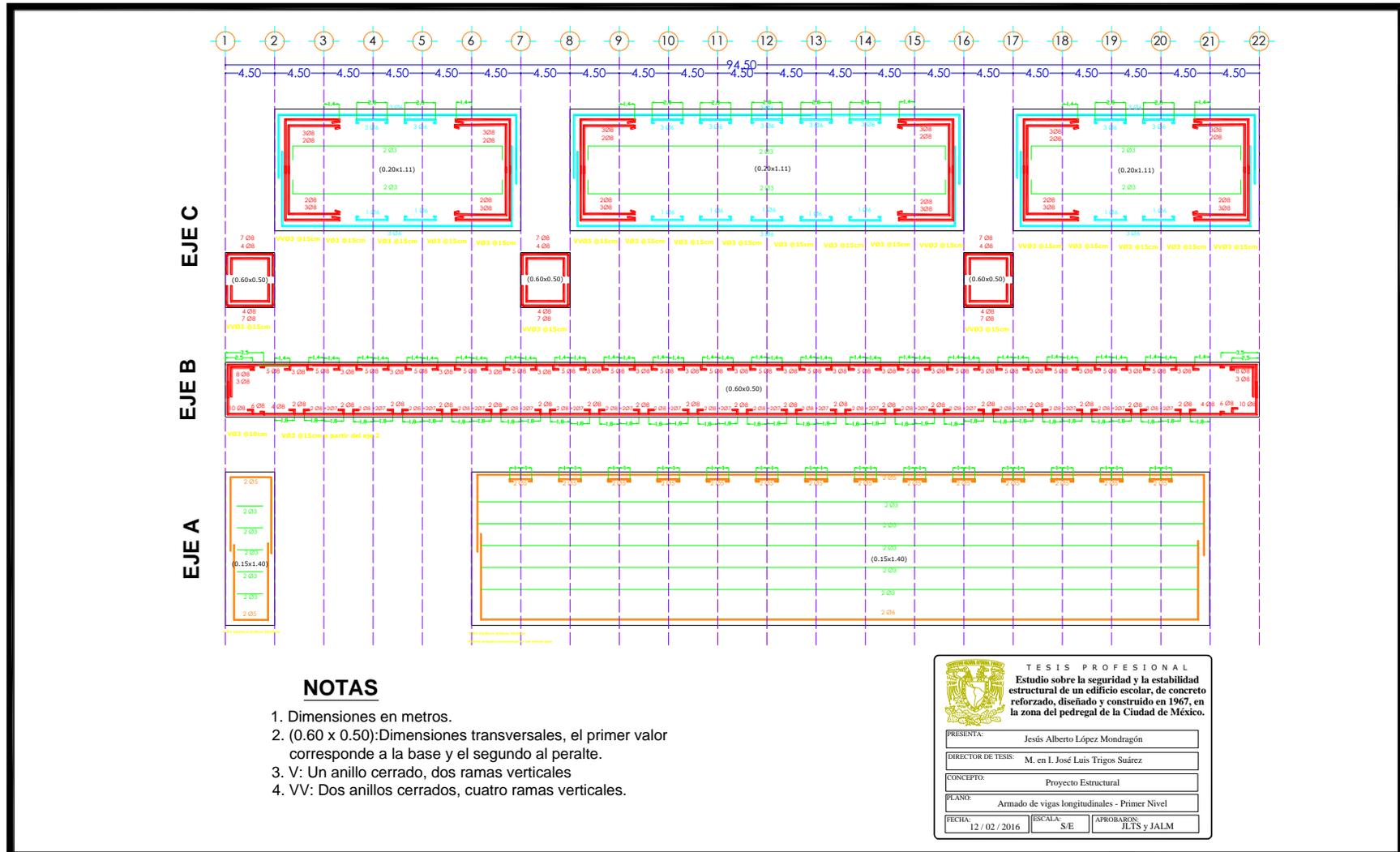


Figura 1.8 Armado de vigas longitudinales - Primer nivel

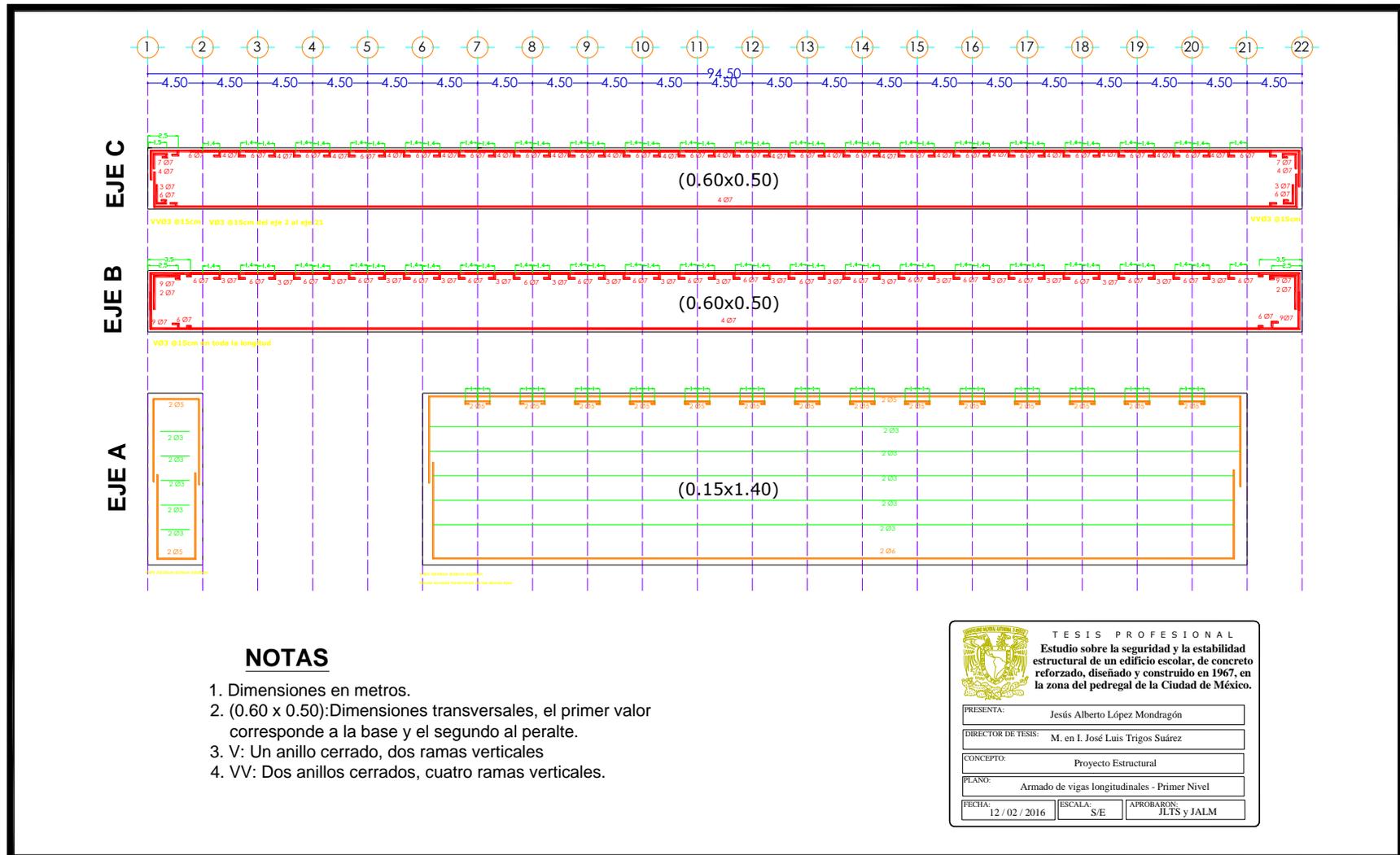


Figura 1.9 Armado de vigas longitudinales - Segundo nivel

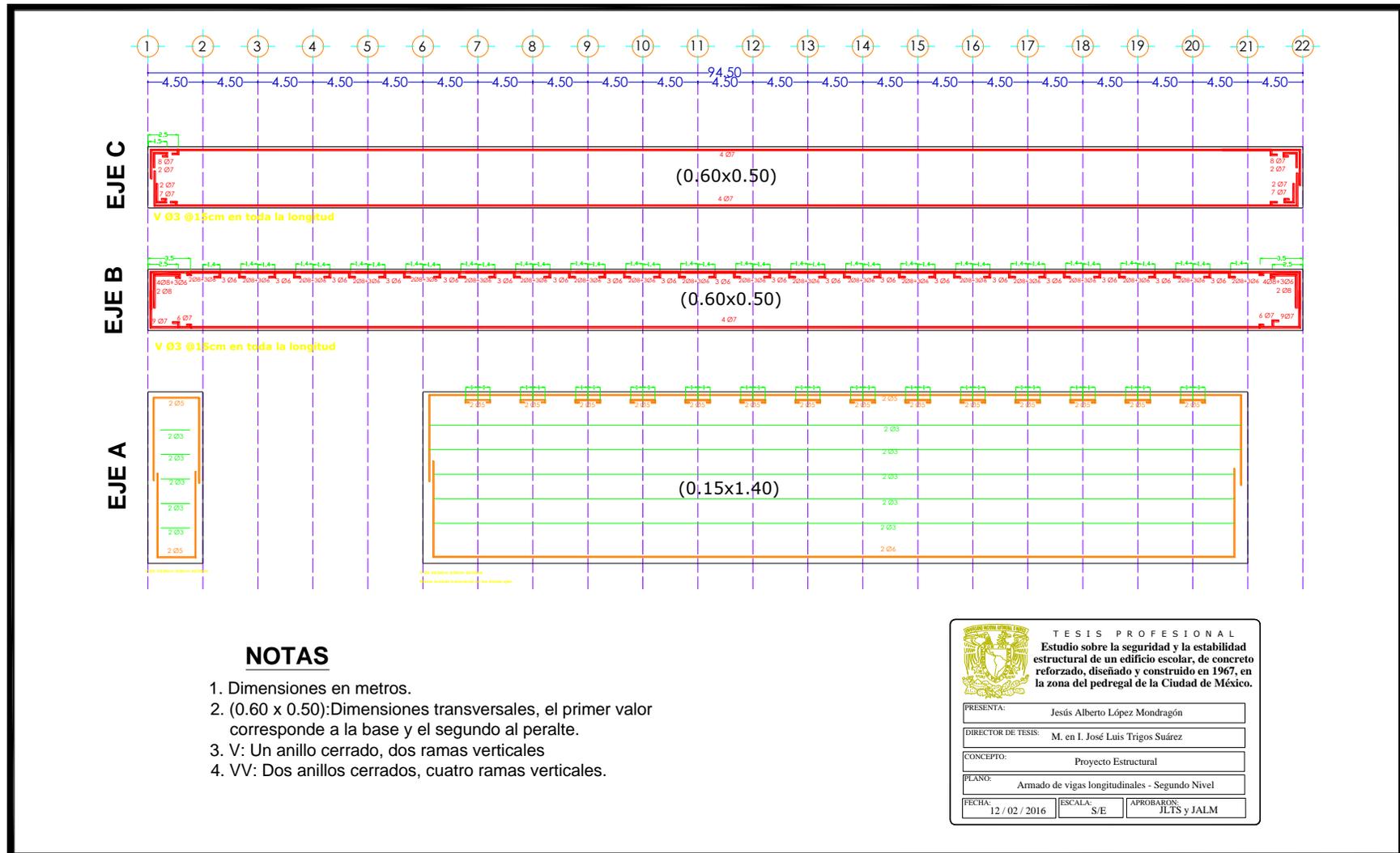


Figura 1.10 Armado de vigas longitudinales - Tercer nivel

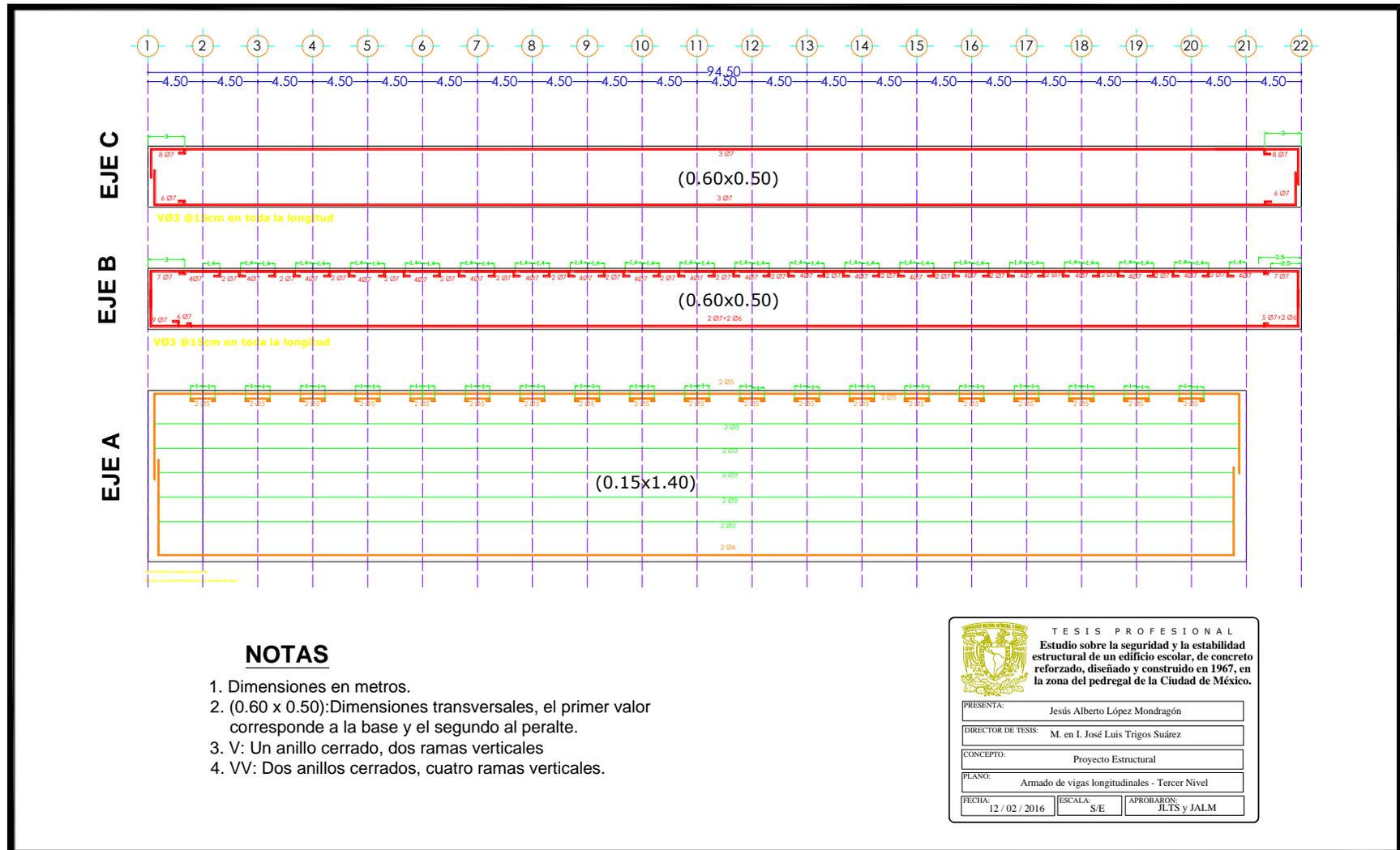


Figura 1.11 Armado de vigas longitudinales – Azotea

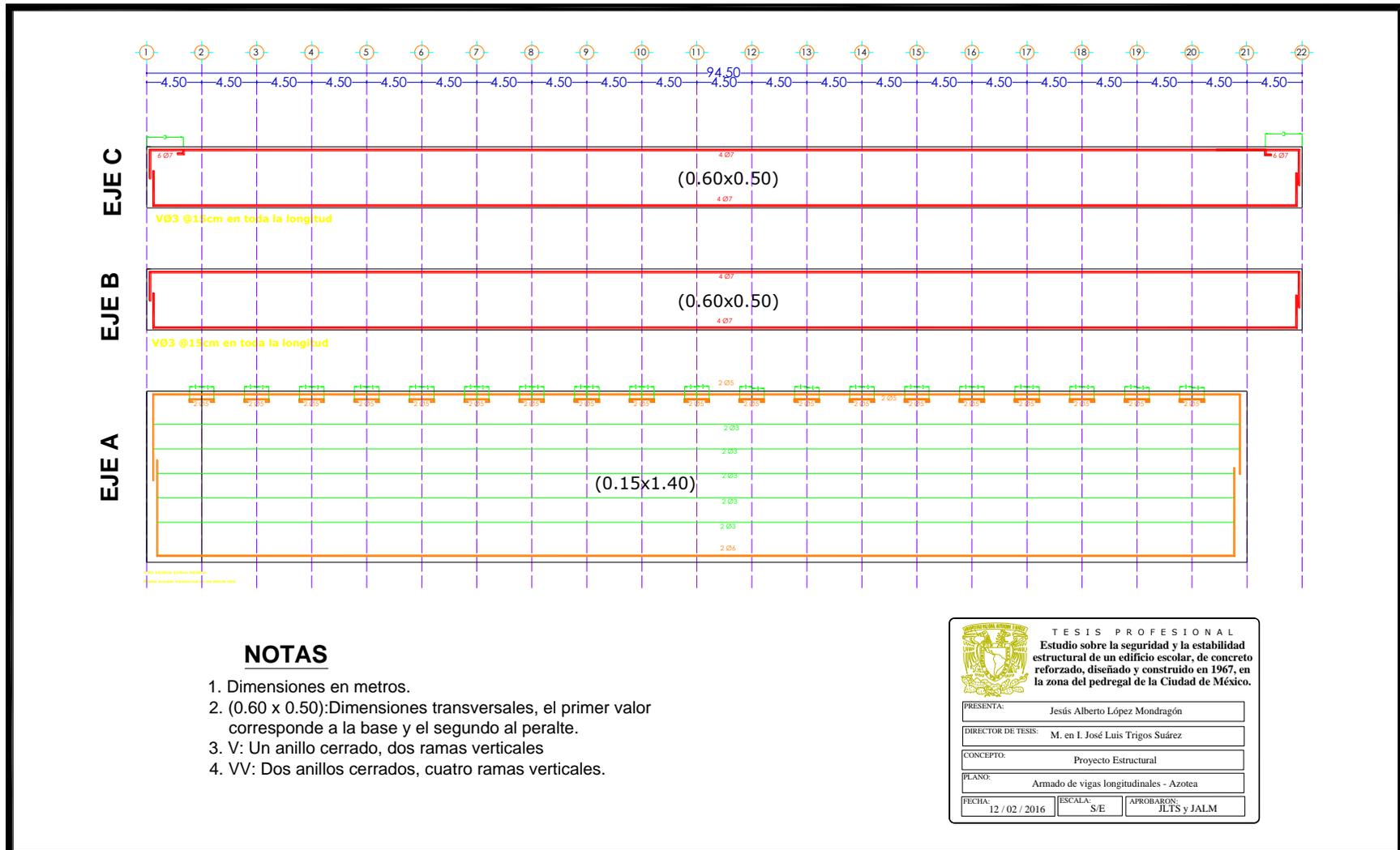


Figura 1.12 Marco - Eje 1

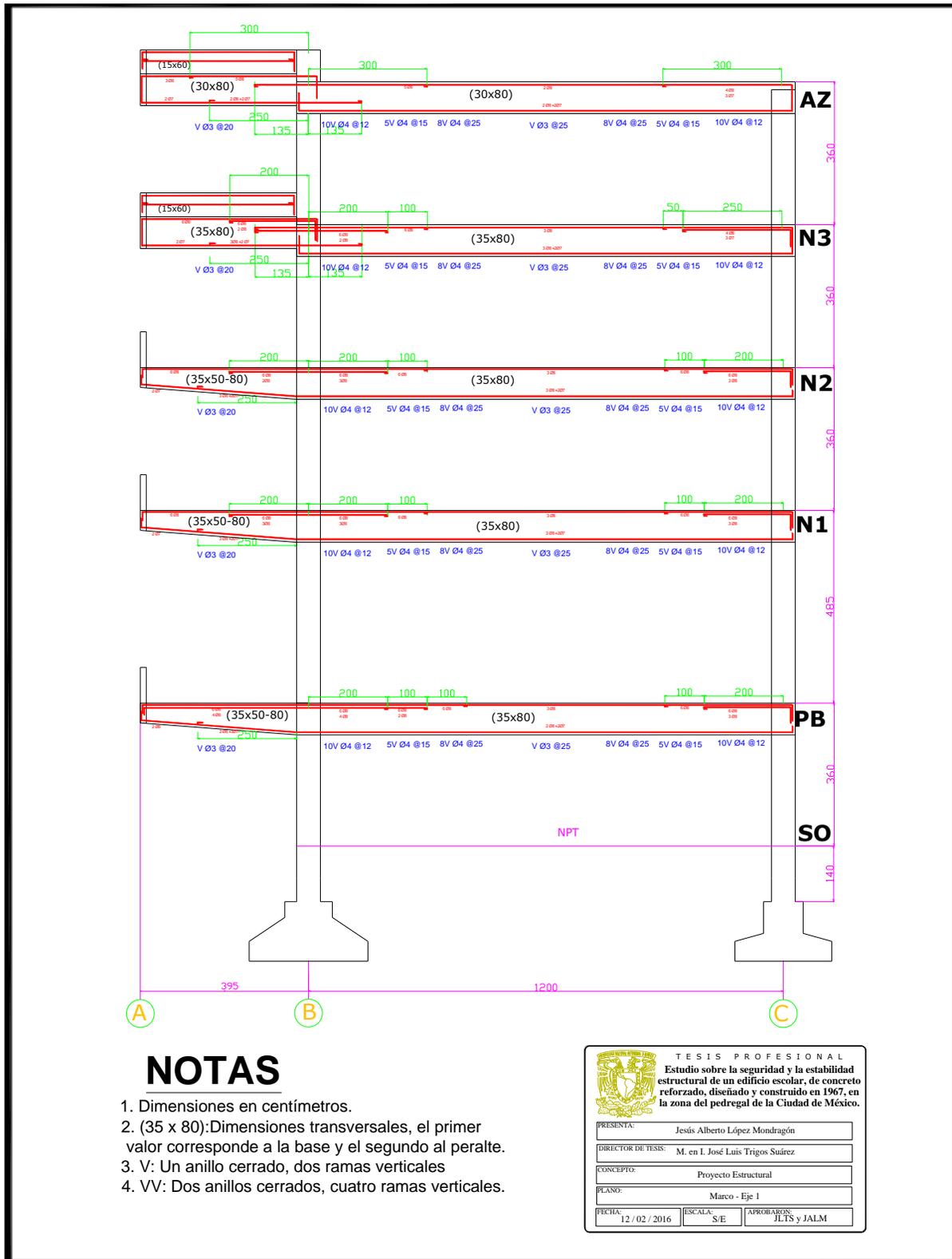


Figura 1.13 Marco - Ejes 2, 5, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 y 20

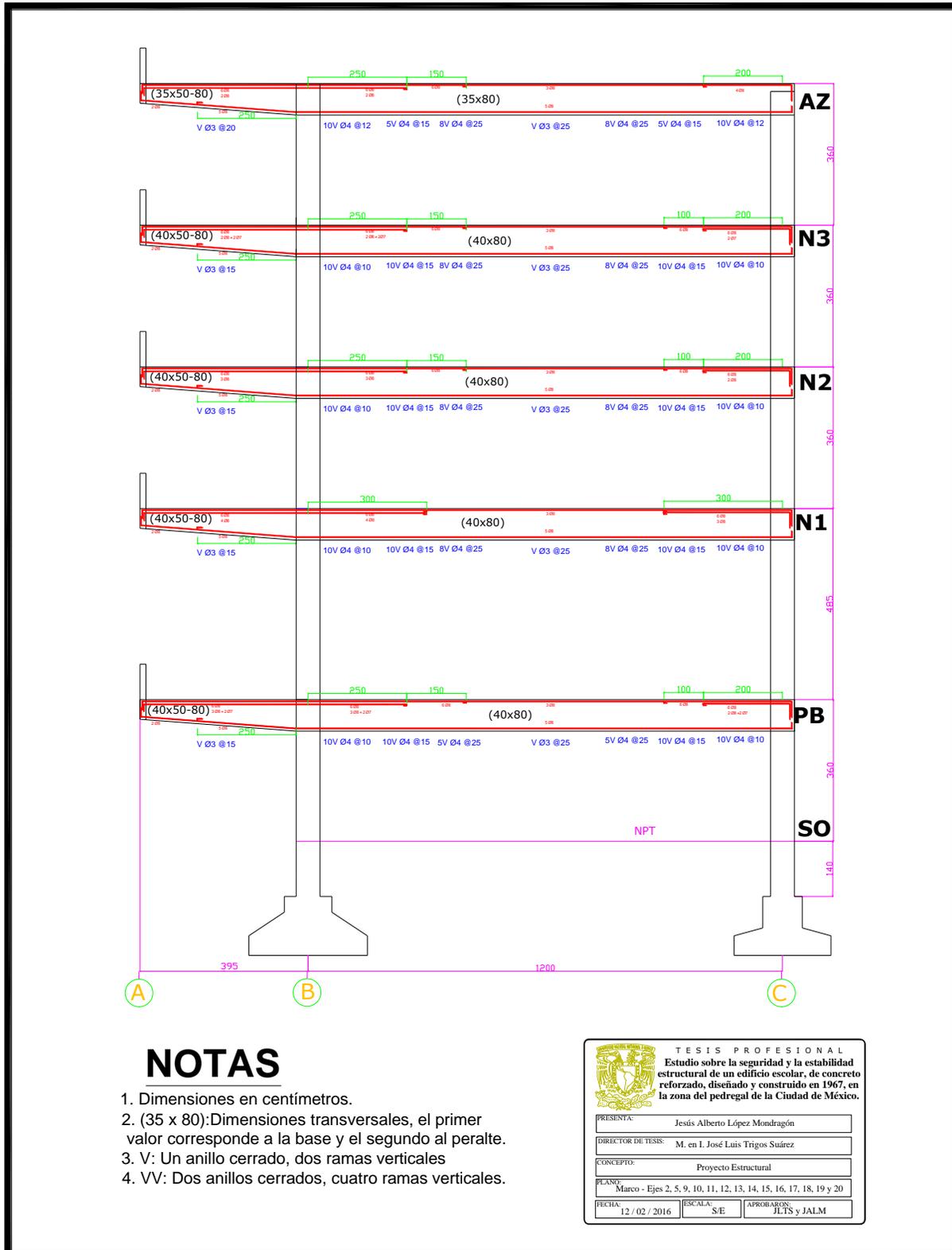


Figura 1.14 Marco - Ejes 3 y 4

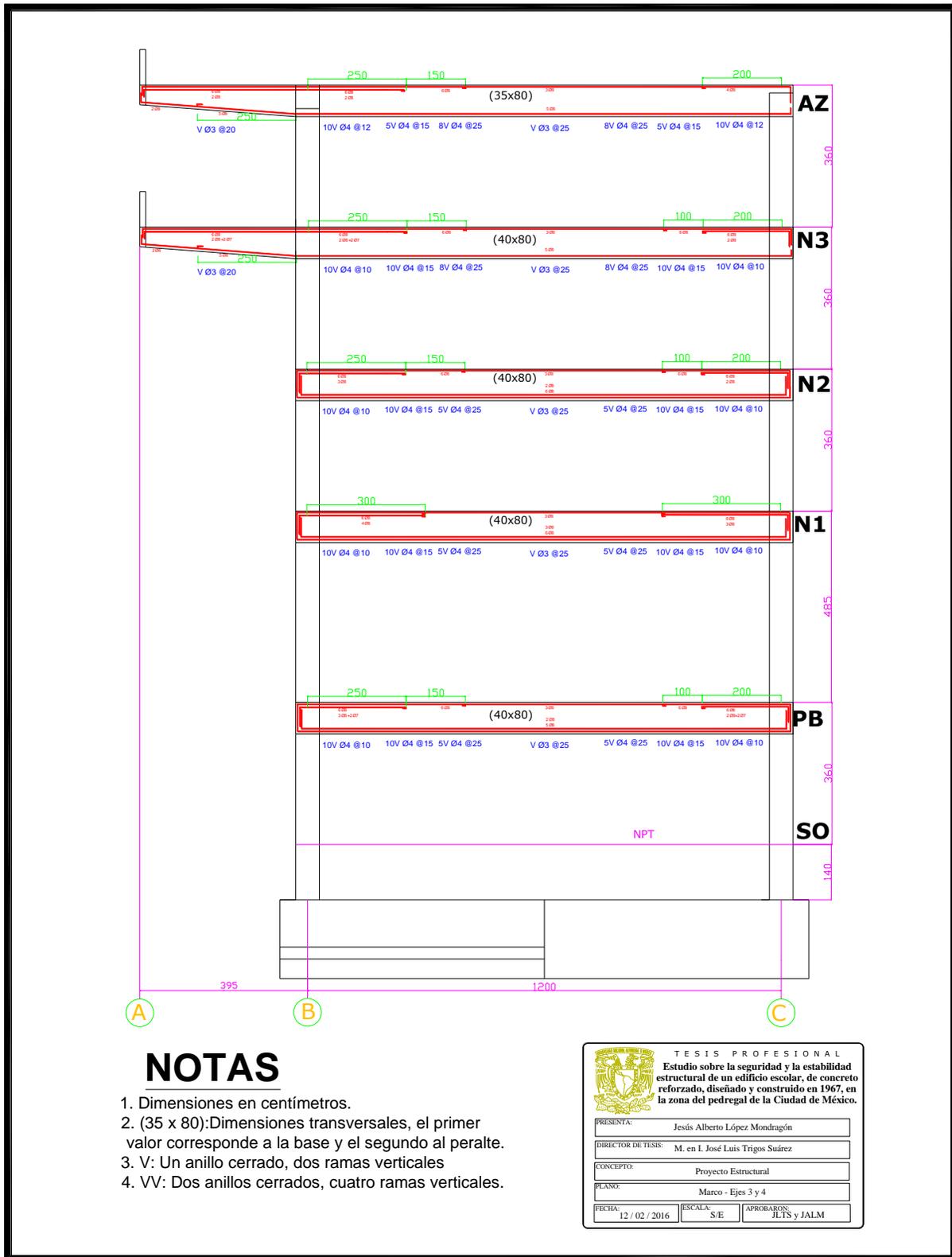


Figura 1.15 Marco - Ejes 6 y 8

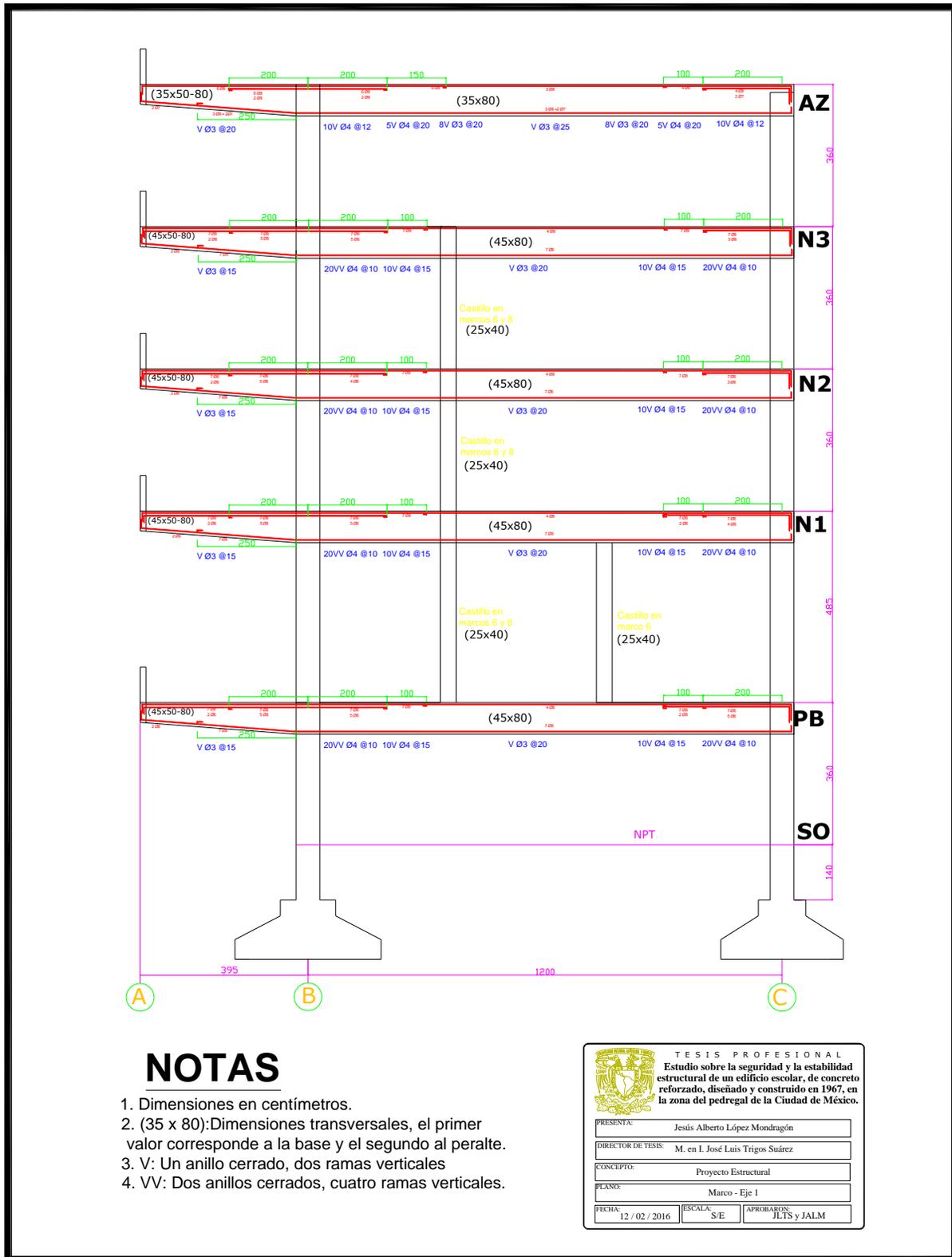


Figura 1.16 Marco - Eje 7

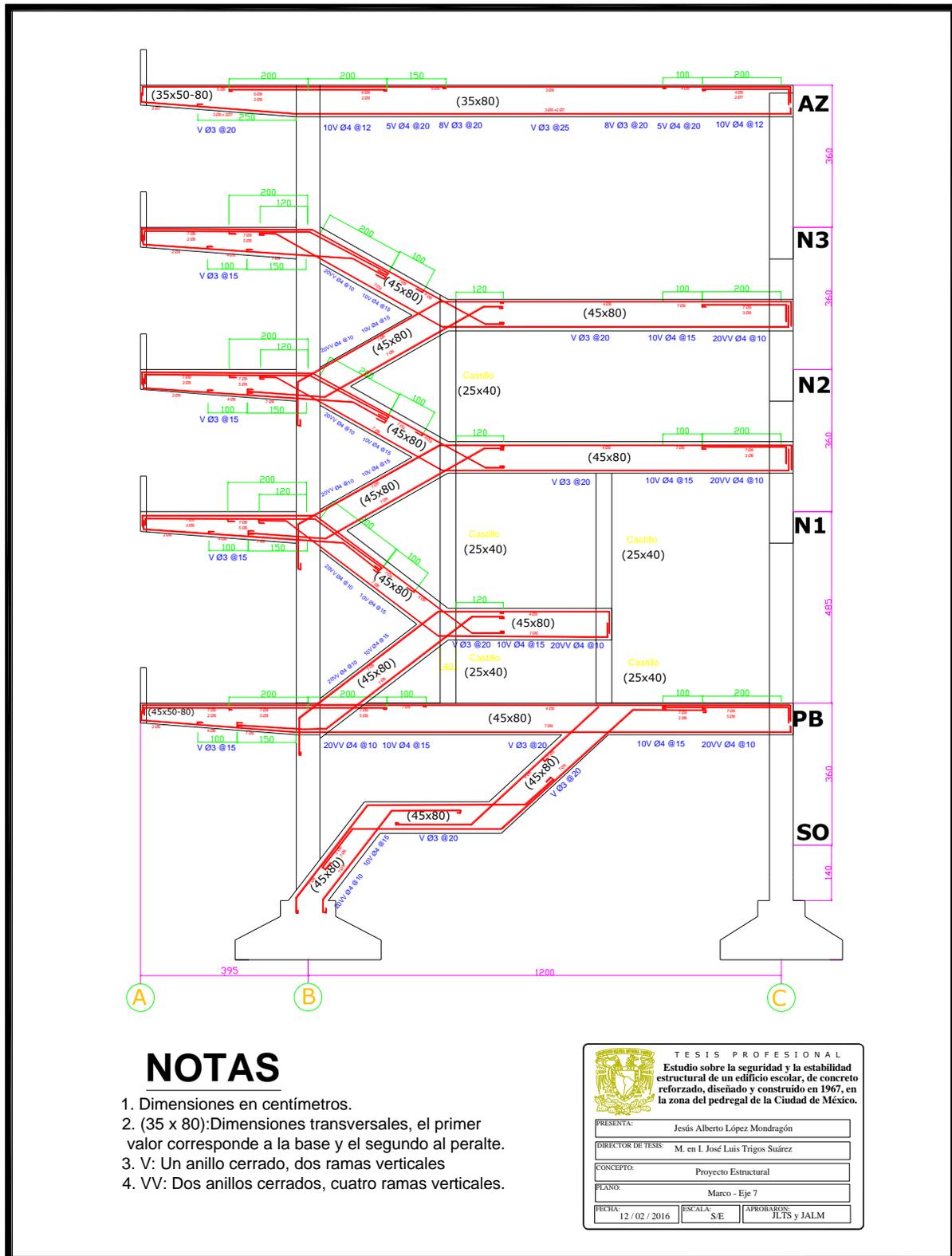


Figura 1.17 Marco - Eje 21

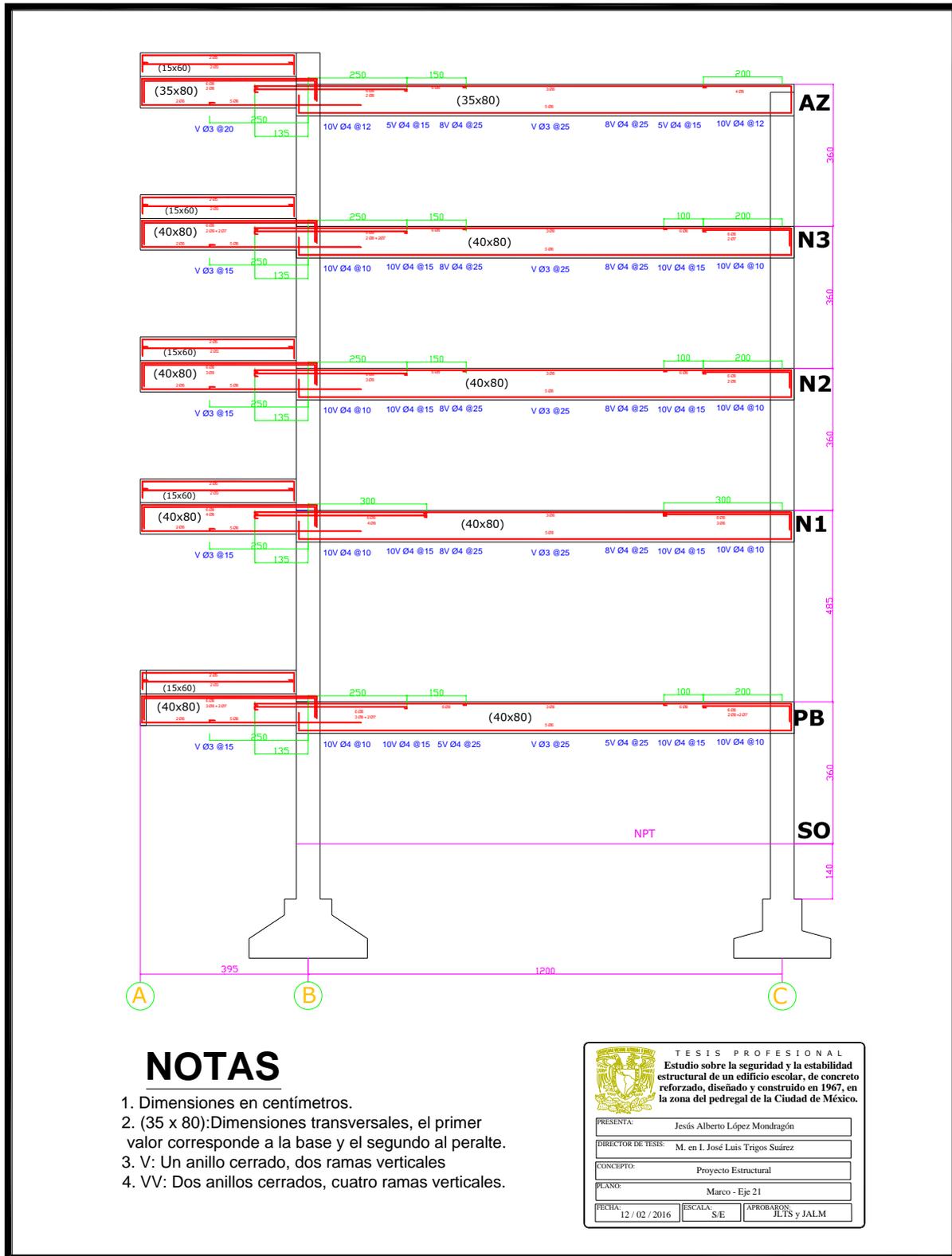


Figura 1.18 Marco - Eje 22

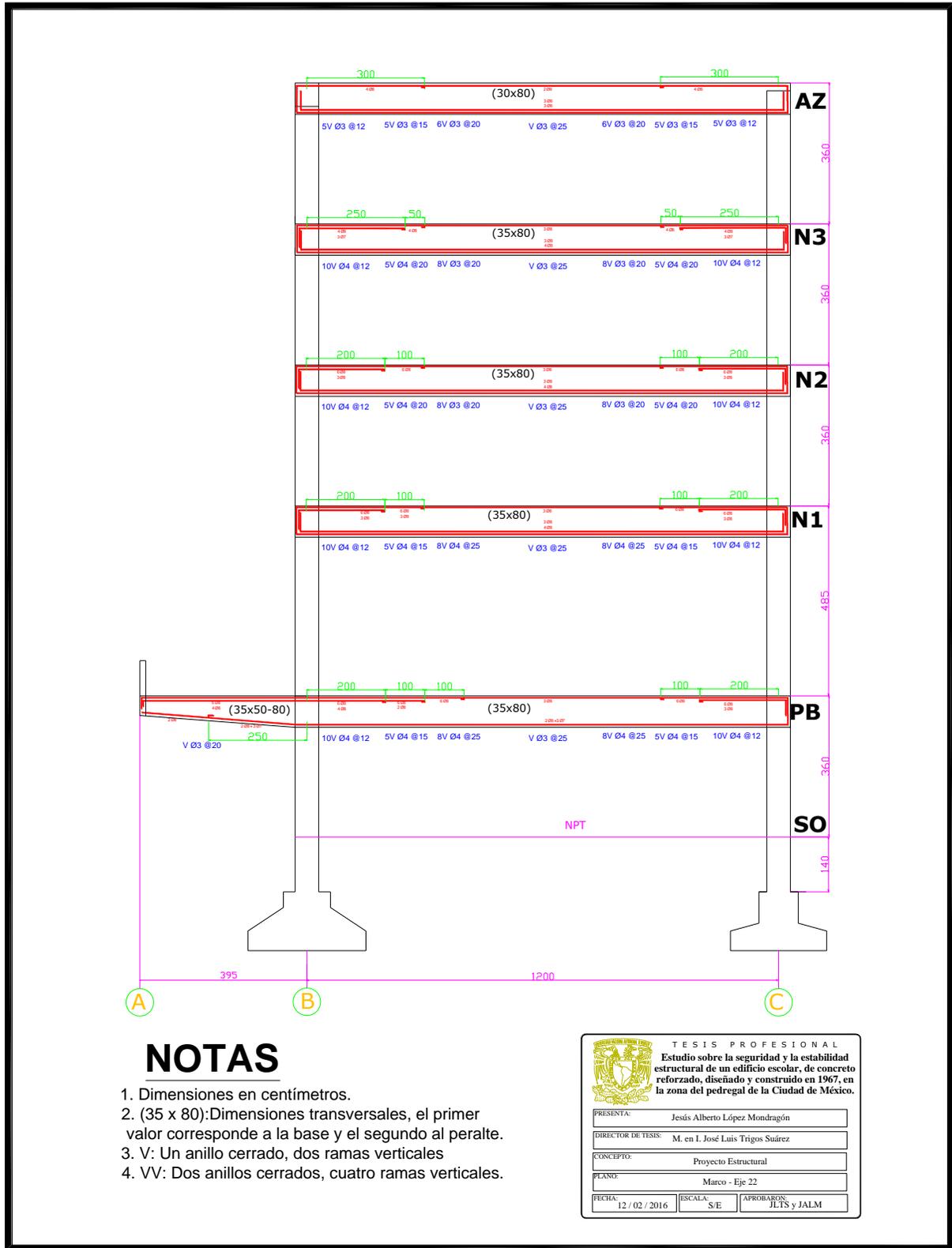
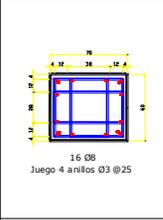
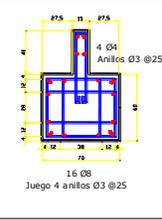
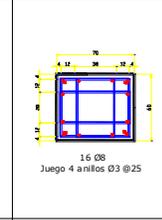
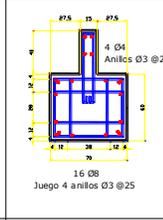
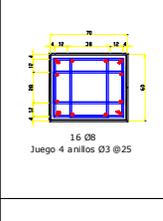
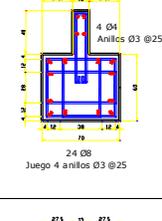
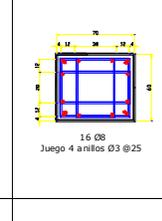
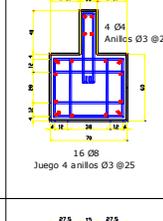
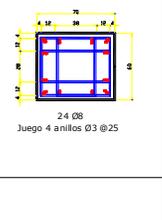
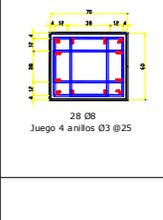
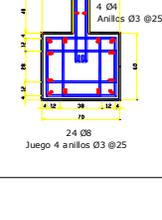
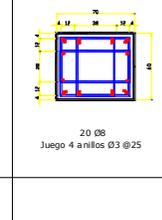
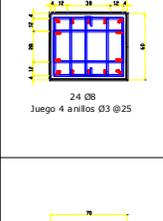
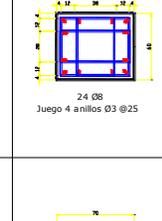
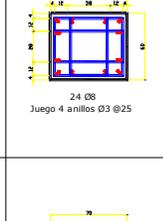
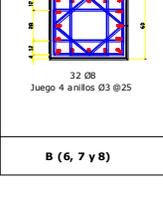
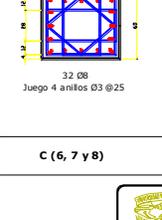


Figura 1.19 Tabla general de columnas

TERCER PISO						
SEGUNDO PISO						
PRIMER PISO						
PLANTA BAJA						
SÓTANO						
EJES	B (1 y 22)	C (1 y 22)	B (6, 7 y 8)	C (6, 7 y 8)	B (2, 3, 4, 5, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21)	C (2, 3, 4, 5, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21)

**NOTAS**

1. Dimensiones en centímetros

**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:

DIRECTOR DE TESIS:

CONCEPTO:

PLANO:

FECHA:  ESCALA:  APROBACION:

## **1.3 CIMENTACIÓN**

El edificio en estudio está desplantado en la zona denominada "de lomas", es decir, sobre un suelo firme de baja compresibilidad, que a grandes rasgos es la zona de la Ciudad de México con el suelo más resistente y en donde los efectos sísmicos son menores, por lo que representa una ventaja para el diseño de la cimentación y la estructura de los edificios, logrando un costo significativamente menor al que se tendría en otra zona geotécnica.

La zona de lomas implica no sólo una ventaja en lo referente a la capacidad de carga que puede ofrecer el suelo en función de la cimentación, sino que también es favorable en lo referente a las deformaciones, ya que estas son pequeñas y se presentan de manera casi inmediata, es decir, no existe el fenómeno de consolidación del suelo que tiene un gran efecto sobre las construcciones de la zona lacustre del Distrito Federal.

A grandes rasgos, la cimentación del edificio está resuelta mayoritariamente por zapatas aisladas de sección rectangular con dimensiones cercanas a los 3.00 m en ambos lados y una profundidad de desplante aproximada de 3.00 m, con excepción de los ejes 2, 3, 4 y 5 en los cuales hay zapatas corridas.

En la *figura 1.7* se presenta el acomodo de las zapatas sobre la planta del edificio, y en la *figura 1.8* se muestra el detalle de cada uno de los tipos de zapatas.

Toda la cimentación está construida de concreto reforzado, con las siguientes propiedades de los materiales especificadas en los planos originales del proyecto, los cuales tienen fecha de marzo de 1967.

- Concreto** →  $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- Acero de refuerzo longitudinal** →  $f_y = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$
- Acero de refuerzo transversal** →  $f_y = 2,320 \text{ kgf/cm}^2$

Figura 1.20 Planta – Cimentación

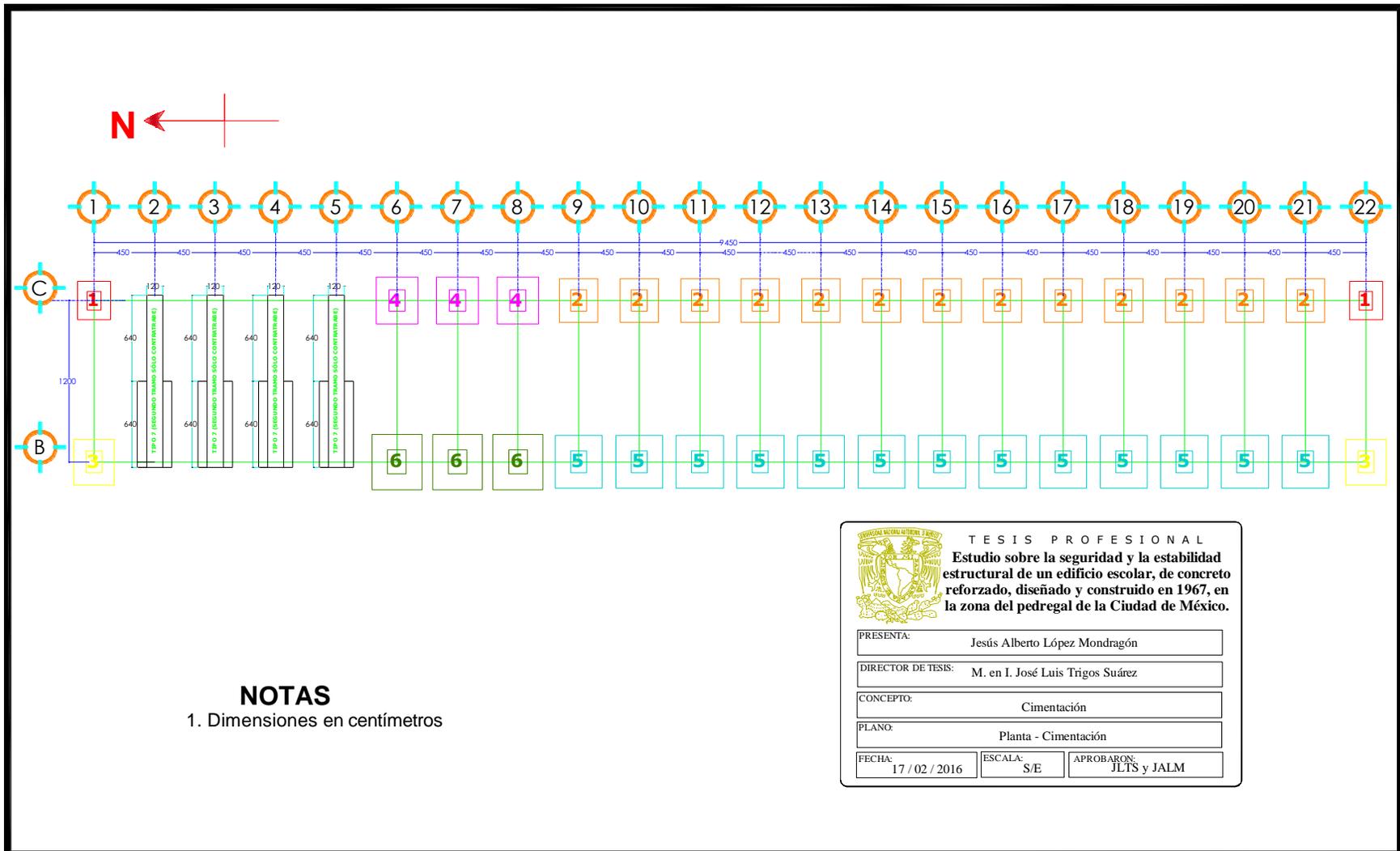
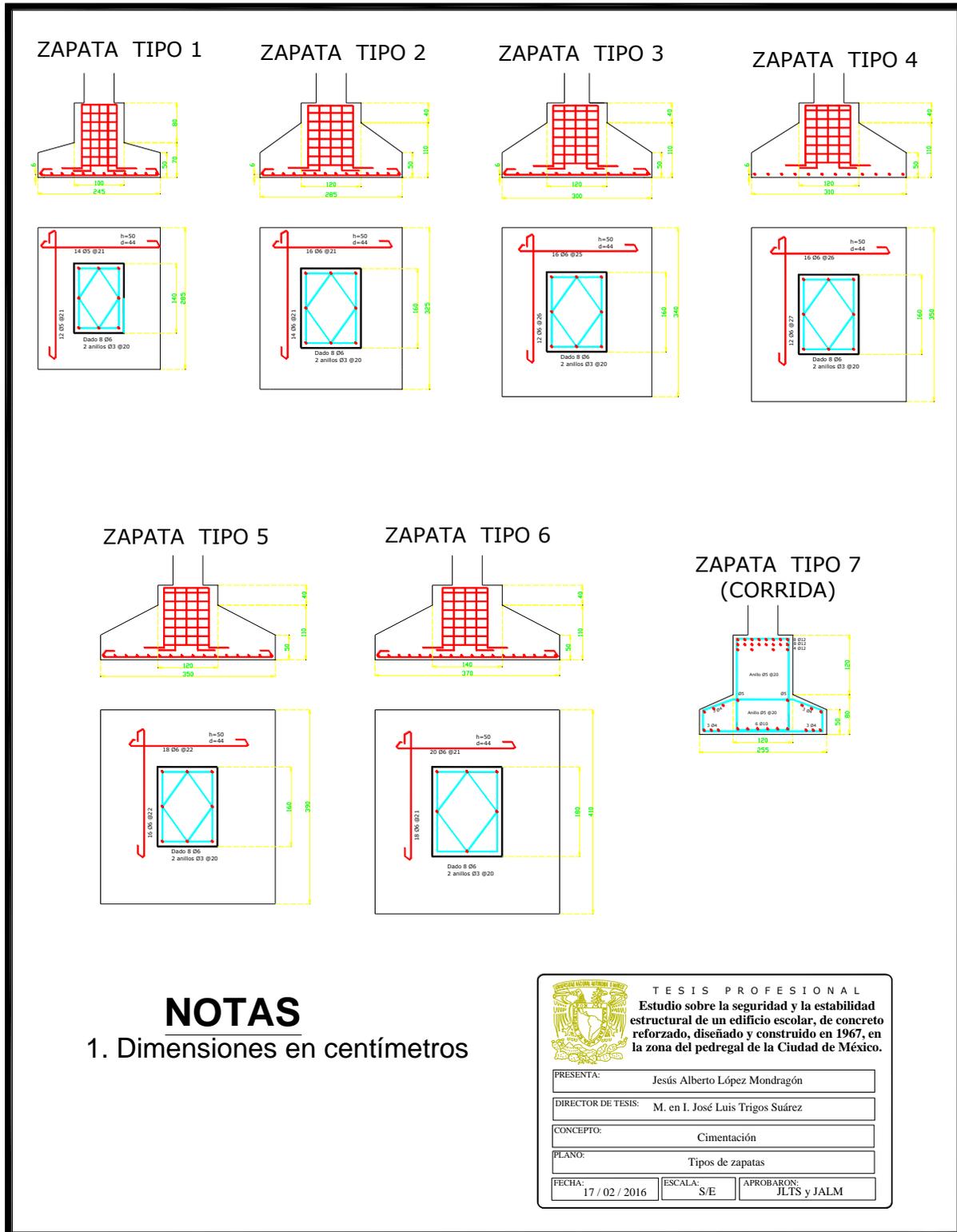


Figura 1.21 Tipos de zapatas



**NOTAS**

1. Dimensiones en centímetros


**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón	
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez	
CONCEPTO:	Cimentación	
PLANO:	Tipos de zapatas	
FECHA:	ESCALA:	APROBARON:
17 / 02 / 2016	S/E	JLTS y JALM

## **1.4 PLANOS CONSULTADOS**

Astorga, Juan J. *Levantamiento arquitectónico de la Facultad de Arquitectura, Estado actual*. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Arquitectura, Coordinación de Vinculación y Proyectos Especiales. Escala 1:150. Ciudad Universitaria, México. 2011. 6 planos.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y Zabalegui, R. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Cimentación*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:200. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y Zabalegui, R. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Tabla general de postes*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:20. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y D, J. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Trabes y losas de pórtico y piso primero*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:200. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y Zabalegui, R. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Trabes y losas de pisos segundo y tercero – marco eje 21*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:200 y 1:50. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y Montaña, R. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Trabes y losas de azotea*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:200. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y Montaña, R. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Marco eje 1 y marco ejes 3 y 4*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:50. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y Zabalegui, R. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Marco ejes 2, 5, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20 y 21 y marco ejes 6 y 8*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:50. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

Villagrán, José, Gutiérrez, Raúl, Calderón, José L. y D, J. *Ampliación de la Escuela Nacional de Arquitectura, Marco ejes 7 y 22*. Universidad Nacional Autónoma de México. Escala 1:50. Ciudad Universitaria, México. 1967. 1 plano.

# CAPÍTULO 2

## ESTUDIOS ANALÍTICOS

---

## ***CAPÍTULO 2: ESTUDIOS ANALÍTICOS***

Este capítulo corresponde a la idealización que se hace del edificio y de los factores internos y externos que tienen influencia en su comportamiento, con la finalidad de poder realizar el análisis del mismo, que represente fielmente la realidad.

Para poder representar un edificio mediante un modelo, específicamente, su estructura, es necesario y conveniente hacer algunas simplificaciones racionales, pues resulta evidente que en un sistema tan complejo como el edificio en estudio, hay una gran cantidad de componentes cuya contribución a la resistencia y rigidez de la estructura es despreciable, por tal motivo, es importante distinguir cuáles son los componentes que realmente tienen una influencia apreciable en el comportamiento de una estructura.

Las cargas que afectan una estructura son tan importantes al momento de realizar un análisis, como la estructura misma, por tal motivo, es de suma importancia hacer una representación realista de las acciones presentes en una estructura.

Una parte de este capítulo está dedicada a la descripción detallada de la manera en que se consideran las cargas, tomando como base las disposiciones reglamentarias, las cuales, en gran medida, son resultado de estudios probabilísticos, pues consideran coherentemente las distintas maneras en que una estructura puede verse sujeta ante la acción de factores internos y externos, cuyas magnitudes y recurrencia son motivo de incertidumbre.

Las diferencias entre el reglamento que estaba vigente cuando se construyó el edificio dan origen al planteamiento de varios modelos de análisis.

Un factor adicional a los ya descritos, que genera incertidumbre, y tiene una influencia grande en los resultados que se obtengan del análisis, son las propiedades mecánicas de los materiales que conforman una estructura, aunque pueden realizarse pruebas de laboratorio que aportan información al respecto, pero escapan del alcance de este trabajo.

## **2.1 CARGAS**

### **2.1.1 CARGA MUERTA**

En este apartado se consideran aquellas solicitaciones cuya intensidad es casi constante en el tiempo, dichas acciones son debidas principalmente al peso propio de la estructura, por lo que para estimar estas cargas se deben considerar los pesos volumétricos de los materiales. Esta categoría, por tanto, incluye el peso propio de los sistemas de piso, trabes, columnas, muros, ventanas, etc. En el modelo de análisis, las solicitaciones debidas a los muros y ventanas se representaron mediante cargas lineales uniformes, y sobre los sistemas de piso mediante cargas superficiales uniformes. El peso volumétrico del concreto reforzado se consideró con un valor de 2400 kgf/m<sup>3</sup>.

#### **2.1.1.1 CARGA UNIFORME EN LOS SISTEMAS DE PISO DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL – 1966**

##### **PB, N1, N2 y N3**

Losa de concreto reforzado de 11 cm de espesor	264 kg/m <sup>2</sup>
Plafón e instalaciones	30 kg/m <sup>2</sup>
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66 kg/m <sup>2</sup>
Loseta cerámica	15 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	<b>375 kg/m<sup>2</sup></b>

##### **Azotea**

Losa de concreto reforzado de 11 cm de espesor	264 kg/m <sup>2</sup>
Plafón e instalaciones	30 kg/m <sup>2</sup>
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66 kg/m <sup>2</sup>
Relleno e impermeabilización	150 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	<b>510 kg/m<sup>2</sup></b>

#### **2.1.1.2 CARGA MUERTA TOTAL DE ACUERDO CON EL RCDF - 1966**

NIVEL	COLUMNAS	TRABES	MUROS Y VENTANAS	SISTEMA DE PISO	TOTAL POR NIVEL
PB	159.67	361.98	172.19	533.25	1227.08
1N	215.11	382.57	178.64	533.25	1309.56
2N	179.88	382.57	203.34	533.25	1299.04
3N	179.88	388.84	219.84	560.25	1348.81
AZ	179.88	356.12		761.94	1297.95
					<b>6482.44</b>

*\*Las unidades de todos los valores son toneladas*

**2.1.1.3 CARGA UNIFORME EN LOS SISTEMAS DE PISO DE ACUERDO CON LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL - 2004**

**PB, N1, N2 y N3**

Losa de concreto reforzado de 11 cm de espesor	264 kg/m <sup>2</sup>
Carga adicional por reglamento (losa)	20 kg/m <sup>2</sup>
Plafón e instalaciones	30 kg/m <sup>2</sup>
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66 kg/m <sup>2</sup>
Carga adicional por reglamento (firme)	20 kg/m <sup>2</sup>
Loseta cerámica	15 kg/m <sup>2</sup>
	<b>415 kg/m<sup>2</sup></b>

**Azotea**

Losa de concreto reforzado de 11 cm de espesor	264 kg/m <sup>2</sup>
Carga adicional por reglamento	20 kg/m <sup>2</sup>
Plafón e instalaciones	30 kg/m <sup>2</sup>
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66 kg/m <sup>2</sup>
Relleno e impermeabilización	150 kg/m <sup>2</sup>
	<b>530 kg/m<sup>2</sup></b>

**2.1.1.4 CARGA MUERTA TOTAL DE ACUERDO CON LAS NTCRCDF – 2004**

NIVEL	COLUMNAS	TRABES	MUROS Y VENTANAS	SISTEMA DE PISO	TOTAL POR NIVEL
PB	159.67	361.98	172.19	590.13	1283.96
1N	215.11	382.57	178.64	590.13	1366.44
2N	179.88	382.57	203.34	590.13	1355.92
3N	179.88	388.84	219.84	620.01	1408.57
AZ	179.88	356.12		791.82	1327.83
					<b>6742.72</b>

*\*Las unidades de todos los valores son toneladas*

## 2.1.2 CARGA VIVA

La carga viva está conformada por dos categorías, una semipermanente, que corresponde principalmente a los muebles, y que varía poco a lo largo del tiempo, y otra porción muy variable, que se debe al uso del edificio.

La estimación de la carga viva está basada en estudios de probabilidad dependiendo de los distintos usos de pisos.

### 2.1.2.1 CARGA UNIFORME DE ACUERDO CON EL RCDF - 1966

La carga viva actuante en los sistemas de piso se encuentra indicado en el RCDF66 para tres condiciones, "para diseño estructural", que contempla a un valor máximo, "para fuerzas sísmicas", que es menor a la anterior, debido a la baja probabilidad de que se presente un sismo cuando la carga viva es máxima, y por último "para hundimientos en arcilla", que representa un valor promedio.

#### **Entrepisos PB, N1, N2 y N3, entre ejes A y B**

Destino del piso:

*Comunicación de uso público para peatones (pasillos y escaleras)*

<i>Para diseño estructural:</i>	500 kg/m <sup>2</sup>
<i>Para fuerzas sísmicas:</i>	250 kg/m <sup>2</sup>
<i>Para hundimientos en arcilla:</i>	100 kg/m <sup>2</sup>

#### **Entrepisos PB, N1, N2 y N3, entre ejes B y C**

Destino del piso:

*Otros lugares de reunión (aulas)*

<i>Para diseño estructural:</i>	400 kg/m <sup>2</sup>
<i>Para fuerzas sísmicas:</i>	200 kg/m <sup>2</sup>
<i>Para hundimientos en arcilla:</i>	80 kg/m <sup>2</sup>

#### **Azotea**

Destino del piso:

*Azotea con pendiente no mayor que 5%*

<i>Para diseño estructural:</i>	100 kg/m <sup>2</sup>
<i>Para fuerzas sísmicas:</i>	40 kg/m <sup>2</sup>
<i>Para hundimientos en arcilla:</i>	40 kg/m <sup>2</sup>

*\*Nota: El área encerrada entre los ejes B, C, 6 y 8 está destinada para escaleras.*

### 2.1.2.2 CARGA UNIFORME DE ACUERDO CON LAS NTCRCDF - 2004

La carga viva actuante en los sistemas de piso se encuentra indicado para tres condiciones, equivalentes en concepto a las del RCDF – 1966, “carga viva máxima” ( $W_m$ ), que es la que contempla un valor máximo, “carga instantánea” ( $W_a$ ), que se emplea para considerar los efectos sísmicos, y “carga media” ( $W$ ), que se emplea para calcular efectos a largo plazo.

#### **PB, N1, N2 y N3, entre ejes A y B**

Destino del piso:

*Comunicación para peatones (pasillos y escaleras)*

<i>Carga viva máxima (<math>W_m</math>):</i>	350 kg/m <sup>2</sup>
<i>Carga Instantánea (<math>W_a</math>):</i>	150 kg/m <sup>2</sup>
<i>Carga media (<math>W</math>):</i>	40 kg/m <sup>2</sup>

#### **PB, N1, N2 y N3, entre ejes B y C\***

Destino del piso:

*Aulas*

<i>Carga viva máxima (<math>W_m</math>):</i>	250 kg/m <sup>2</sup>
<i>Carga Instantánea (<math>W_a</math>):</i>	180 kg/m <sup>2</sup>
<i>Carga media (<math>W</math>):</i>	100 kg/m <sup>2</sup>

#### **Azotea**

Destino del piso:

*Azotea con pendiente no mayor que 5%*

<i>Carga viva máxima (<math>W_m</math>):</i>	100 kg/m <sup>2</sup>
<i>Carga Instantánea (<math>W_a</math>):</i>	70 kg/m <sup>2</sup>
<i>Carga media (<math>W</math>):</i>	15 kg/m <sup>2</sup>

*\*Nota: El área encerrada entre los ejes B, C, 6 y 8 está destinada para escaleras.*

## 2.1.3 ACCIONES ACCIDENTALES

En esta categoría entran aquellas sollicitaciones que se presentan sobre una estructura de una manera muy variable en intensidad y a lo largo del tiempo, generalmente con una recurrencia muy baja. Principalmente constituyen estas acciones el viento y los sismos, para el análisis de la seguridad del edificio en estudio sólo se considerarán las fuerzas sísmicas, debido a su mayor repercusión sobre esta construcción, en comparación con los efectos del viento sobre la misma.

### 2.1.3.1 FUERZAS SÍSMICAS

Cuando se presenta un sismo, el movimiento del suelo provoca efectos sobre una estructura, que principalmente la alteran lateralmente, y dependiendo de las distintas aceleraciones de un sismo a lo largo de la duración de dicho evento, así como de las características de la estructura, que determinan su periodo fundamental de vibración, se acumula una cierta cantidad de energía en los elementos resistentes de fuerzas laterales.

Para contemplar los efectos sísmicos existen métodos dinámicos y estáticos, en el presente trabajo se utilizará para ambos reglamentos un Análisis Sísmico Estático Equivalente, que precisamente es equivalente ya que se basa en los resultados obtenidos mediante un análisis dinámico, con la limitación de que el ASEE, al no considerar los distintos valores que se presentan en un espectro de diseño sísmico, debido a que no toma en cuenta los periodos naturales de vibración, considera efectos sísmicos máximos, y es por tal motivo un método conservador para tomar en cuenta dichos efectos.

El Análisis Sísmico Estático Equivalente se basa principalmente en un denominado "coeficiente sísmico" que representa una fracción del peso total de una estructura, que se supone actúa como fuerza cortante en la base de la misma, la distribución de las fuerzas laterales en los distintos entrepisos, de acuerdo con dicho método varía linealmente con la altura.

A continuación se describen las fuerzas sísmicas que se considerarán en los distintos modelos de análisis.

### 2.1.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO EQUIVALENTE DE ACUERDO CON EL RCDF—1966

El coeficiente sísmico depende de la zona, del grupo al que pertenece la estructura por su destino y del tipo de estructuración.

En lo referente al destino de la estructura hay tres grupos (A, B y C), a grandes rasgos, el grupo A es el que requiere mayor seguridad pues involucra más vidas humanas, y el grupo C corresponde a construcciones aisladas cuya falla no sea tan perjudicial.

Se distinguen dos zonas, dependiendo del suelo en donde se localice la construcción, la de baja compresibilidad y la de alta compresibilidad, siendo que en la primera los efectos de un sismo son más intensos que en la segunda zona.

Se reconocen tres tipos de estructuración (1, 2 y 3), pertenecen al tipo 1 aquellas estructuras que resisten las cargas laterales a través de marcos rígidos, al tipo 2 las que son a base de muros de carga, o cuyos marcos por sí solos son incapaces de tomar el 50% de la fuerza cortante, y al tipo 3 las construcciones que sean soportadas únicamente por una columna o una hilera de columnas.

El edificio en cuestión pertenece al grupo A, al tipo de estructuración 1 y se encuentra en la zona de baja compresibilidad, debido a las dos últimas características corresponde un coeficiente sísmico de 0.04, que debido a pertenecer al grupo A debe ser multiplicado por 1.3, dando un coeficiente sísmico final (**C**) de 0.052.

Las fuerzas laterales equivalentes producidas por sismo en cada entrepiso ( $F_i$ ) se calculan con la expresión siguiente:

$$F_i = CW \frac{\sum W_i H_i}{\sum W_i h_i}$$

en la cual

$W_i$ : peso del piso  $i$ ;

$H_i$ : Elevación del piso  $i$  medida desde la base de la estructura.

	CARGA MUERTA	CARGA VIVA PARA FUERZAS SÍSMICAS	CARGA TOTAL	ALTURA DEL ENTREPISO MEDIDA DESDE LA BASE	FUERZA LATERAL EQUIVALENTE
	(toneladas)	(toneladas)	(toneladas)	(metros)	(toneladas)
PB	1227.08	304.20	1531.28	3.60	24.56
1N	1309.56	304.20	1613.76	8.45	60.76
2N	1299.04	304.20	1603.24	12.05	86.09
3N	1348.81	322.20	1671.01	15.65	116.53
AZ	1297.95	59.76	1357.71	19.25	116.46
Peso total= 7777.00			Fuerza cortante en la base= 404.40		

### 2.1.3.3 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO EQUIVALENTE DE ACUERDO CON LAS NTCRCDF-2004

De acuerdo con la ubicación del edificio, se encuentra dentro de la zona I, por lo que le corresponde un coeficiente sísmico básico de 0.16.

Debido a que la estructura que se pretende analizar pertenece al grupo A, el coeficiente sísmico básico debe ser aumentado con un factor de 1.5.

El coeficiente sísmico resultante de las consideraciones anteriores es:

$$c = (\text{coeficiente sísmico por zona}) \times (\text{factor por grupo}) = (0.16) \times (1.5) = 0.24$$

#### **2.1.3.3.1 Factor de reducción**

En las NTCRCDF - 2004 se considera un factor de reducción del coeficiente sísmico  $Q$ , debido a la ductilidad que pueda desarrollar una estructura, pudiendo tener un valor inclusive de 4, bajo condiciones de diseño muy específicas, para la estructura en cuestión se considera que el valor de este factor de reducción es de 2, debido a las características de la misma.

#### **2.1.3.3.2 Condiciones de regularidad**

Las NTCRCDF - 2004 consideran ciertas condiciones que debe cumplir una estructura para ser regular, las cuales afectan el comportamiento ante un sismo, y se presentan a continuación, así como el cumplimiento o incumplimiento de dichas condiciones para la estructura en cuestión:

✓ 1) *Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.*

✓ 2) *La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.*

$$\approx \frac{19}{12} \approx 1.6 < 2.5$$

✗ 3) *La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.*

$$\approx \frac{94.5}{12} \approx 7.9 > 2.5$$

✓ 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

✓ 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

✓ 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

✓ 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

PISO	PESO	110% DEL PESO DEL PISO INMEDIATO ANTERIOR	
	Tonf	Tonf	
<b>PB</b>	1528.04		—
<b>1N</b>	1610.52	<	1680.85
<b>2N</b>	1600.00	<	1771.57
<b>3N</b>	1663.45	<	1760.00
<b>AZ</b>	1432.41	<	1829.80

PISO	PESO	70% DEL PESO DEL PISO INMEDIATO ANTERIOR	
	Tonf	Tonf	
<b>PB</b>	1528.04		—
<b>1N</b>	1610.52	>	1069.63
<b>2N</b>	1600.00	>	1127.36
<b>3N</b>	1663.45	>	1120.00

✓ 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

✓ 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

✓ 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

✓ 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Debido a que no se cumple con uno de los requisitos, de acuerdo con las NTCRCDF-2004 el factor de reducción  $Q$  deberá ser multiplicado por 0.9 para calcular  $Q'$ .

Finalmente, el factor de reducción resultante es:

$$Q' = (\text{factor por estructuración y ductilidad}) \times (\text{factor por irregularidad}) = (2) \times (0.9) = 1.8$$

$$Q' = 1.8$$

Las fuerzas laterales equivalentes producidas por sismo en cada entrepiso ( $F_i$ ) se calculan con la expresión siguiente:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

donde:

$W_i$ : peso de la  $i$ -ésima masa;

$h_i$  : altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante.

	CARGA MUERTA	CARGA VIVA INSTANTÁNEA	CARGA TOTAL	ALTURA DEL ENTREPISO SOBRE EL DESPLANTE	FUERZA LATERAL EQUIVALENTE
	(toneladas)	(toneladas)	(toneladas)	(metros)	(toneladas)
PB	1283.96	244.08	1528.04	3.60	62.46
1N	1366.44	244.08	1610.52	8.45	154.52
2N	1355.92	244.08	1600.00	12.05	218.92
3N	1408.57	254.88	1663.45	15.65	295.60
AZ	1327.83	104.58	1432.41	19.25	313.09
	Peso total= 7834.42			Fuerza cortante en la base= 1044.59	

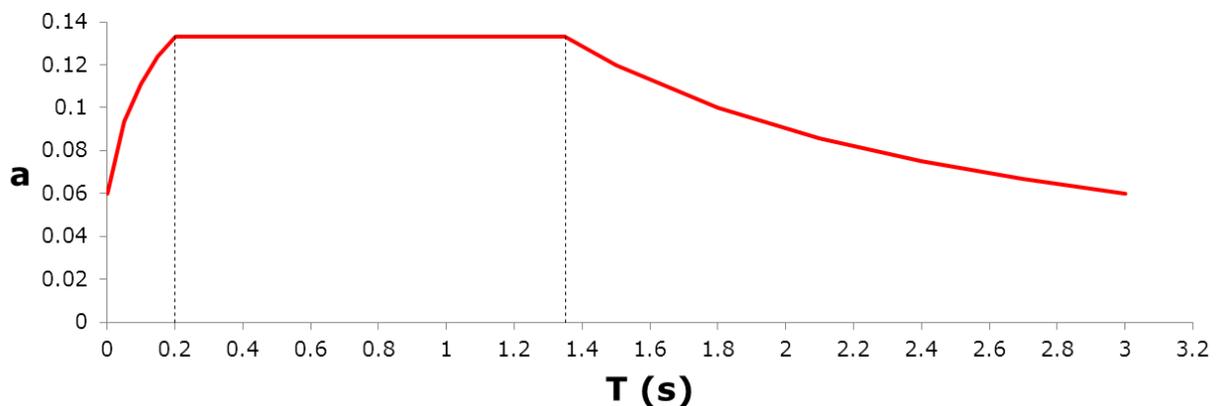
### 2.1.3.4 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL DE ACUERDO CON LAS NTCRCDF—2004

Los modos de vibrar de la estructura fueron obtenidos utilizando el programa de cómputo ETABS, el cual, a partir de los datos del modelo mediante el cálculo de vectores característicos determina los distintos modos de vibrar, así como sus periodos y la participación de masa en cada uno de los modos.

MODO DE VIBRAR	PERIODO (s)	PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASA					
		↻X (%)	↻Y (%)	↻Z (%)	↻X (%)	↻Y (%)	↻Z (%)
1	1.5792	82.000	0.001	0.055	0.001	76.700	0.085
2	1.4953	0.049	2.200	0.001	0.281	0.042	73.700
3	1.1599	0.000	79.700	0.000	17.700	0.000	8.500
4	0.4484	7.400	0.000	0.598	0.002	0.202	0.004
5	0.4204	0.000	0.129	0.001	0.344	0.000	6.600
6	0.3369	0.000	7.700	0.000	0.174	0.000	0.733
7	0.2717	0.372	0.000	0.431	0.075	0.681	0.008
8	0.2682	0.054	0.000	0.733	0.544	0.024	0.008
9	0.2658	0.000	0.000	0.155	0.033	0.029	0.141
10	0.2578	0.109	0.000	0.038	0.001	0.085	0.001
11	0.2530	0.294	0.000	0.024	0.097	0.142	0.015
12	0.2490	1.200	0.000	1.900	0.857	0.076	0.016
13	0.2482	0.020	0.000	0.287	0.001	0.126	0.021
14	0.2481	0.655	0.000	0.854	0.002	0.013	0.000
15	0.2454	0.038	0.000	1.300	0.347	0.142	0.019
	<b>Σ</b>	92.190	89.731	6.376	20.459	78.263	89.852

### **2.1.3.4.1 Espectro de diseño sísmico**

Tomando como referencia lo descrito en las NTCRCDF - 2004 se determinó el siguiente espectro de diseño, el cual es aplicable para la zona I, y que además ha sido afectado por los correspondientes factores, por su importancia (grupo A) y por el factor de comportamiento sísmico. En el eje de las ordenadas se presentan fracciones de la gravedad (**a**), mientras que el eje de las abscisas muestra los periodos de vibrar (**T**) en segundos. Para valores de **T** entre 0.2s y 1.35s el valor de **a** corresponde al coeficiente sísmico (**c**) empleado en el análisis estático equivalente.



### **2.1.3.4.2 Cortante basal**

De la superposición de los efectos de los distintos modos de vibrar de la estructura, considerando un amortiguamiento del 5%, y calculando la fuerza resultante como la raíz cuadrada de la suma de los efectos individuales elevados al cuadrado, se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes en la base del edificio, las cuales efectivamente son menores a las determinadas mediante el análisis estático equivalente.

Dirección X: 754.897 Tonf

Dirección Y: 851.890 Tonf

## **2.2 MODELOS ANÁLITICOS**

En esta sección se detalla la manera en la que están elaborados los modelos analíticos de la estructura, principalmente referente a las propiedades geométricas, es decir, la forma en que están representados y denominados cada uno de los elementos que conforman el edificio, además, se presentan las propiedades de los materiales y las combinaciones de carga que se consideran en el análisis.

La estructura se modeló y analizó mediante los programas de cómputo *ETABS* y *SAP2000* (este último con la finalidad de comprobar resultados), los cuales emplean el Método de Elementos Finitos para el análisis estructural.

La estructura fue discretizada en 944 elementos, los cuales representan columnas y trabes de concreto y 540 nodos. Adicionalmente, las losas se modelaron mediante elementos tipo membrana, a cada nivel de la estructura se le asignó un diafragma rígido, es decir, se consideró que las deformaciones laterales que ocurren en los sistemas de piso son despreciables, por lo que cada diafragma tiene tres grados de libertad, dos desplazamientos laterales, en las direcciones transversal y longitudinal del edificio, y rotación alrededor de un eje vertical.

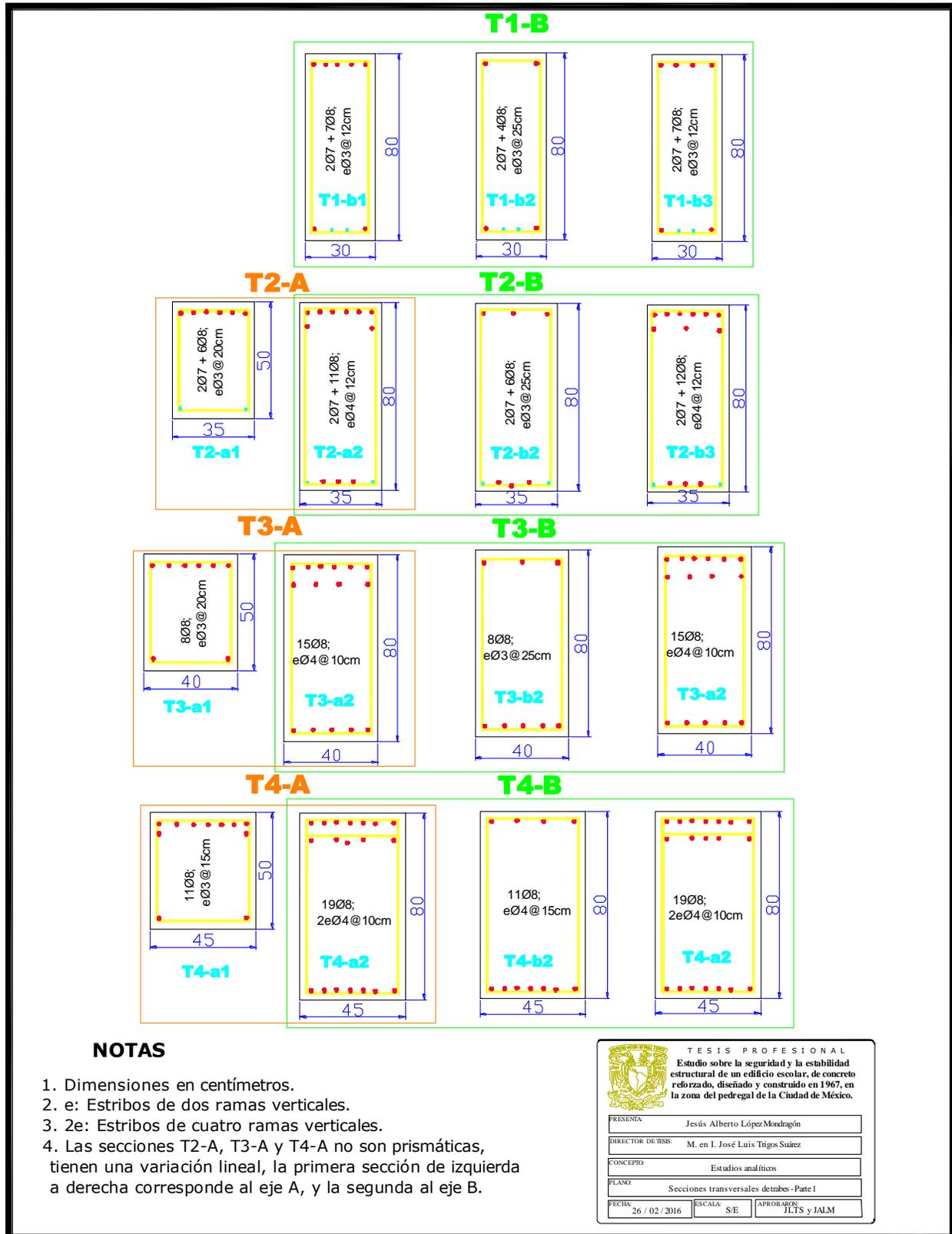
En las siguientes páginas (*figuras 2.1 a 2.10*) se presentan planos que representan detalladamente la denominación de los nodos presentes en la estructura, así como las secciones transversales que se consideran para dicho análisis y su ubicación espacial dentro de la estructura, todas las propiedades geométricas que se pueden observar en este capítulo están basadas en lo descrito en el primer capítulo, y en el caso de las figuras que muestran las secciones transversales de trabes y columnas, pueden complementar o aclarar la información presentada en el capítulo anterior.

Las *figuras 2.11 y 2.12* son representaciones isométricas de la estructura que brindan una idea clara de la apariencia real del edificio.

Es muy importante mencionar la manera en la que se modelaron las uniones entre los distintos elementos de la estructura, ya que de eso depende drásticamente el comportamiento de la misma, en este caso todas se consideraron rígidas. Los apoyos del edificio, que corresponden a la cimentación se consideraron fijos o empotrados

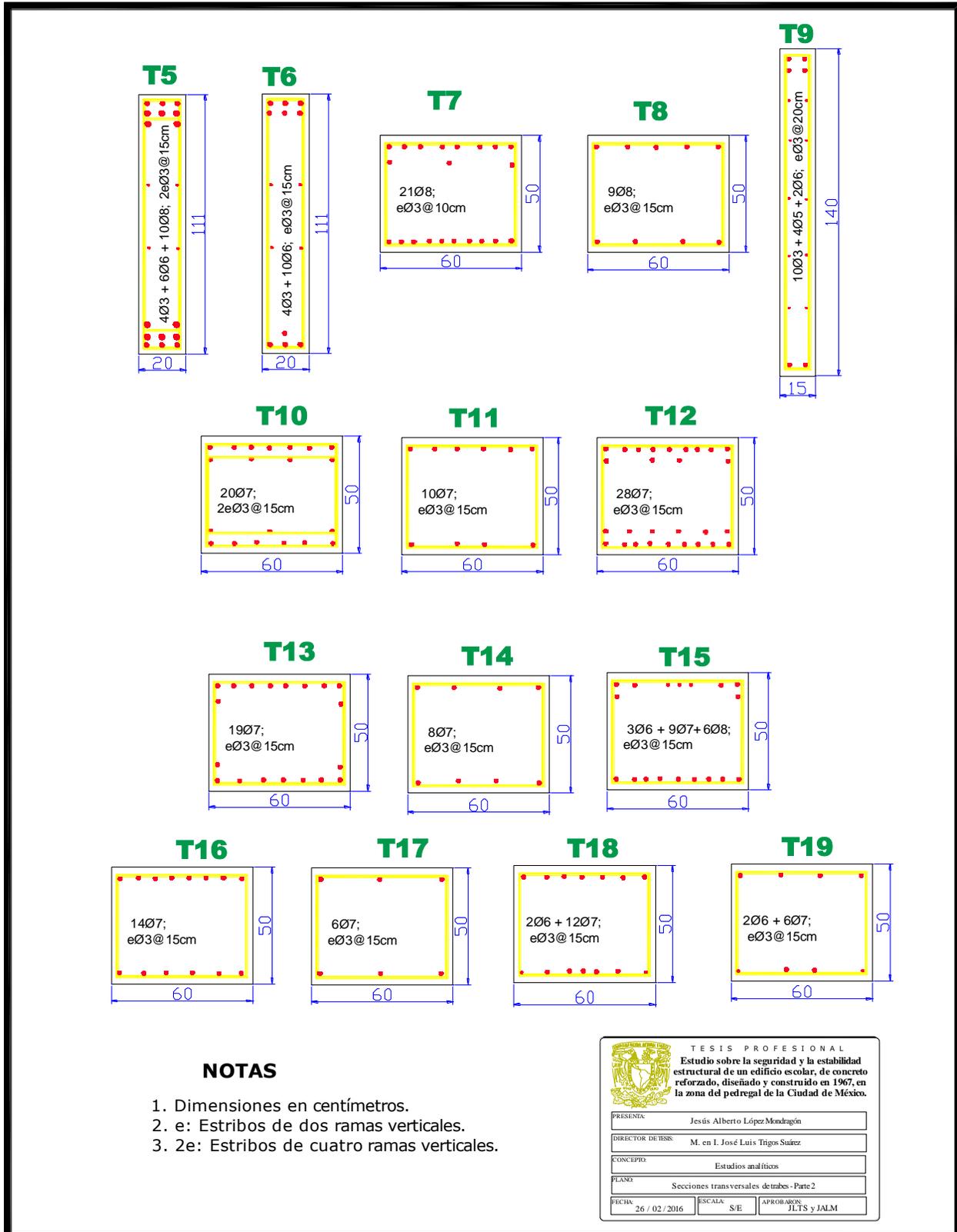
## 2.1.1 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS

**Figura 2.1** Secciones transversales de trabes – Parte 1



# PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS

Figura 2.2 Secciones transversales de traveses – Parte 2



# PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS

Figura 2.3 Secciones transversales de columnas

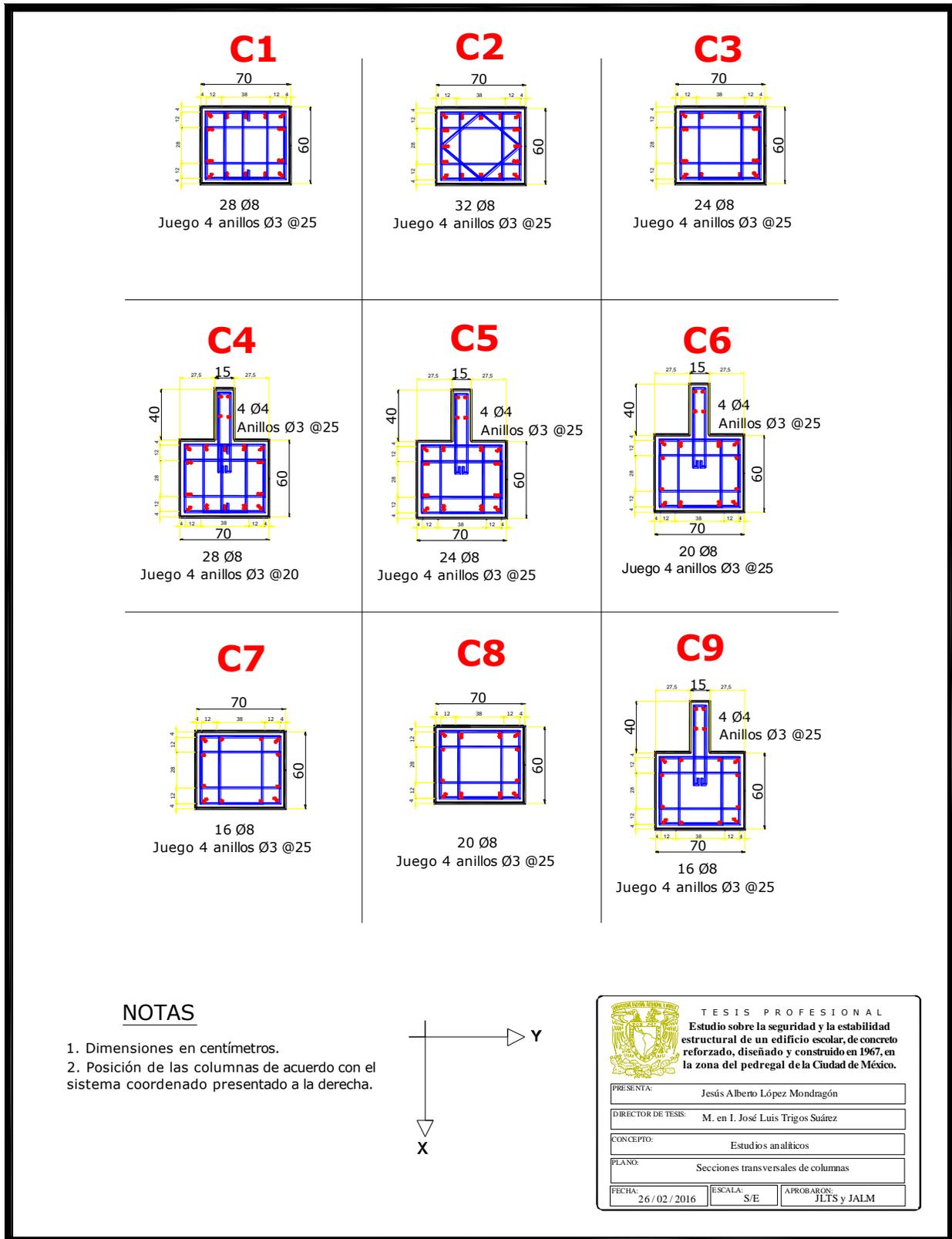




Figura 2.5 Asignación de traves - Primer nivel

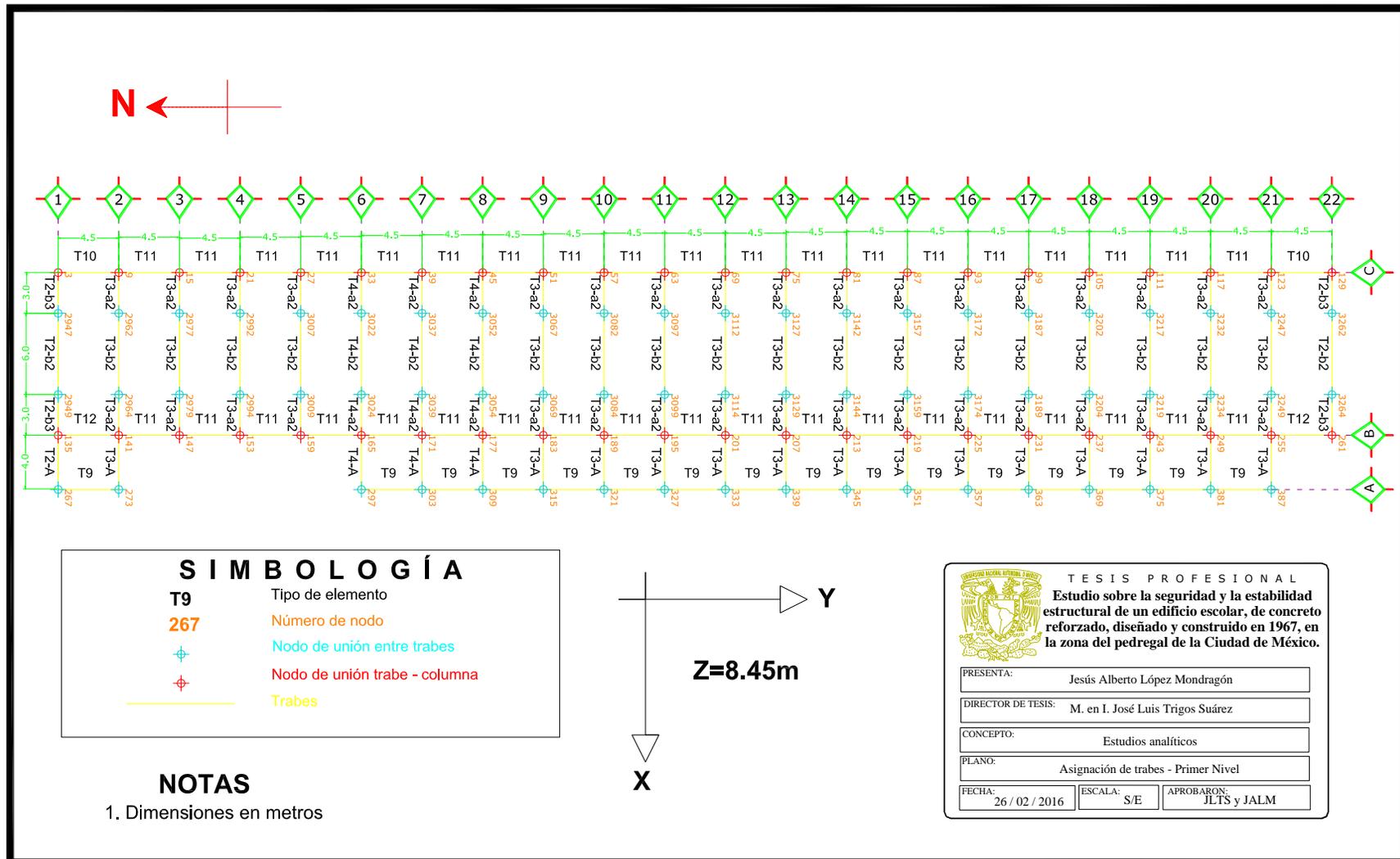


Figura 2.6 Asignación de traveses - Segundo nivel

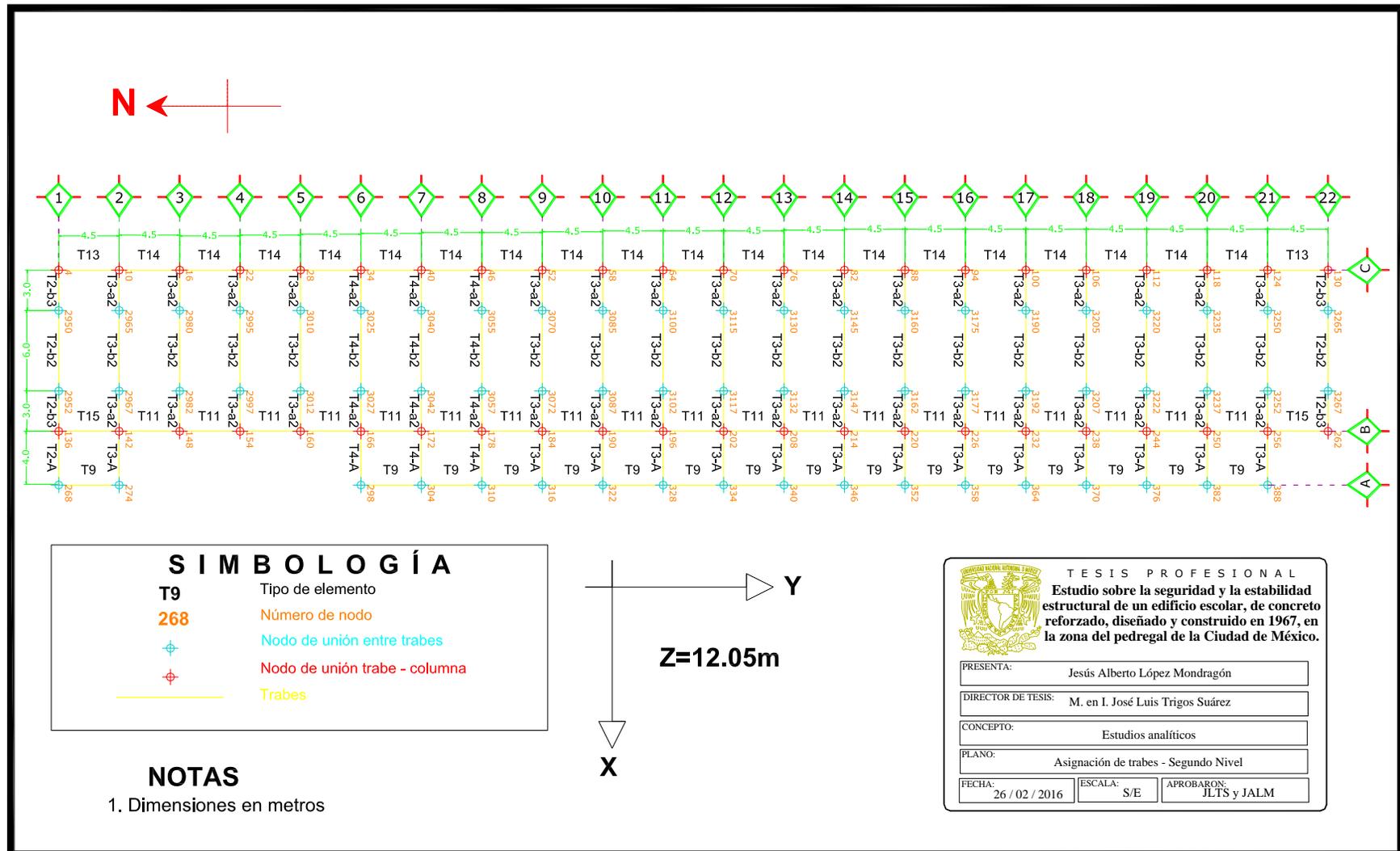


Figura 2.7 Asignación de traves - Tercer nivel

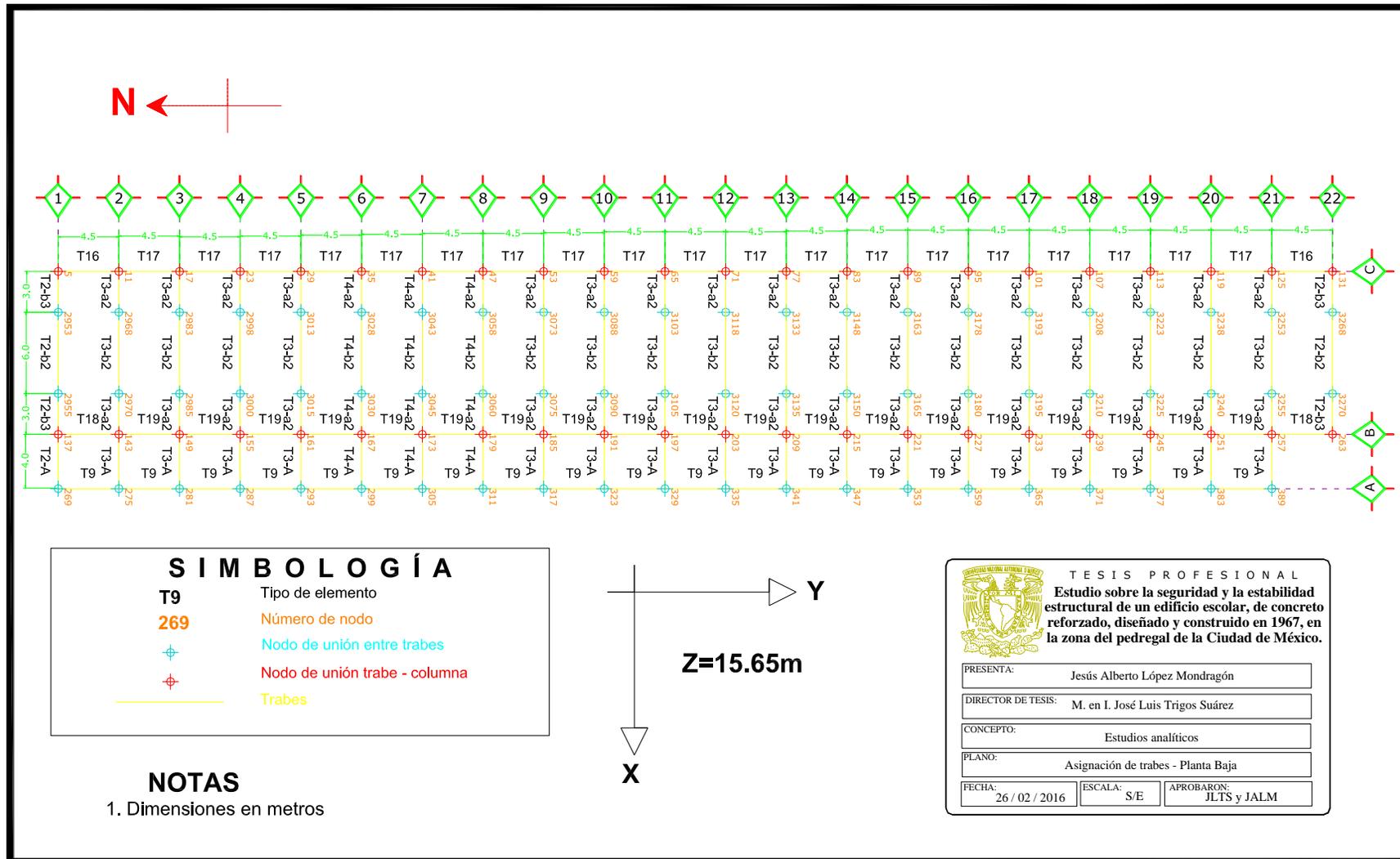


Figura 2.8 Asignación de traves - Azotea

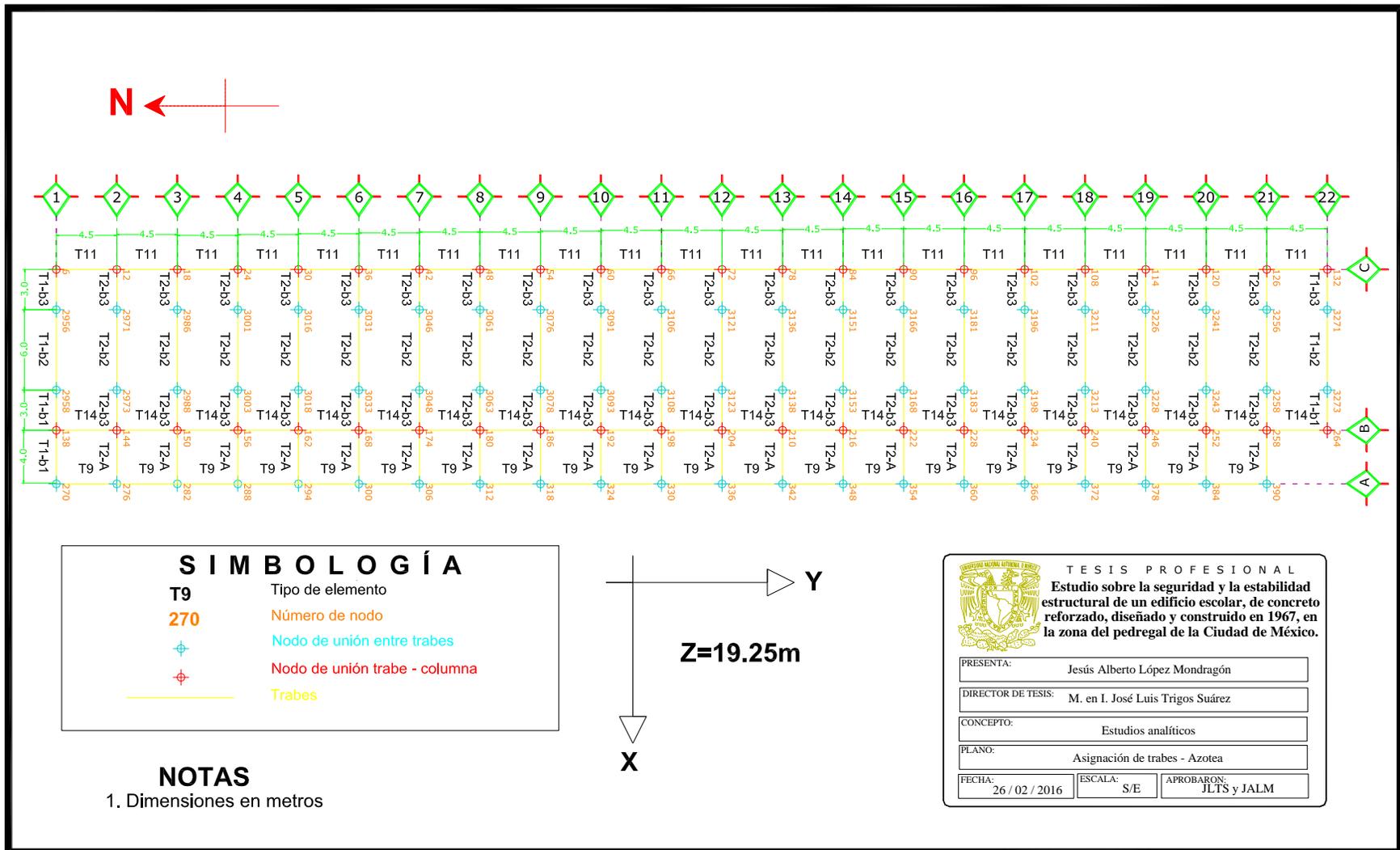


Figura 2.9 Asignación de traves y columnas - Eje B

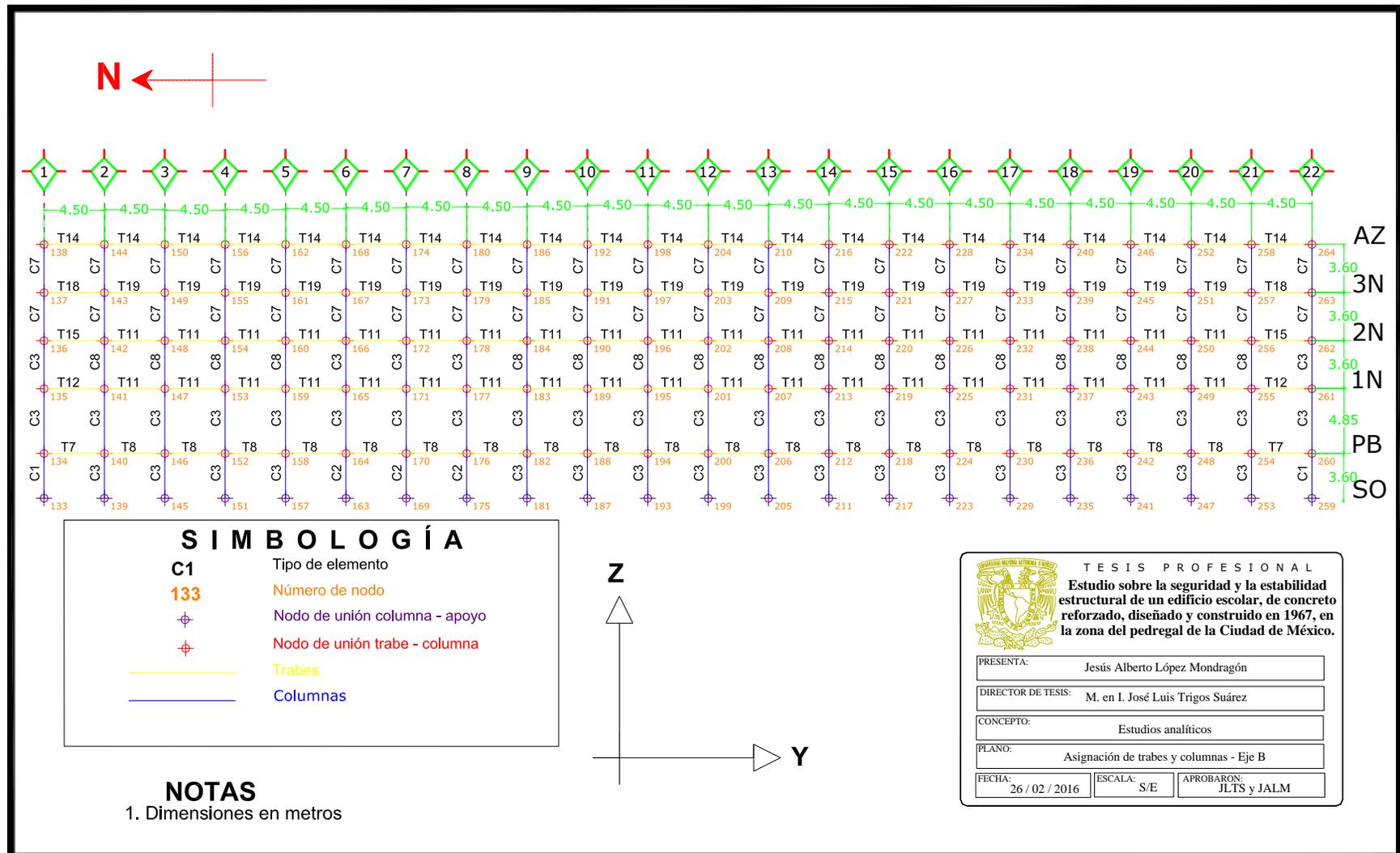


Figura 2.10 Asignación de traves y columnas - Eje C

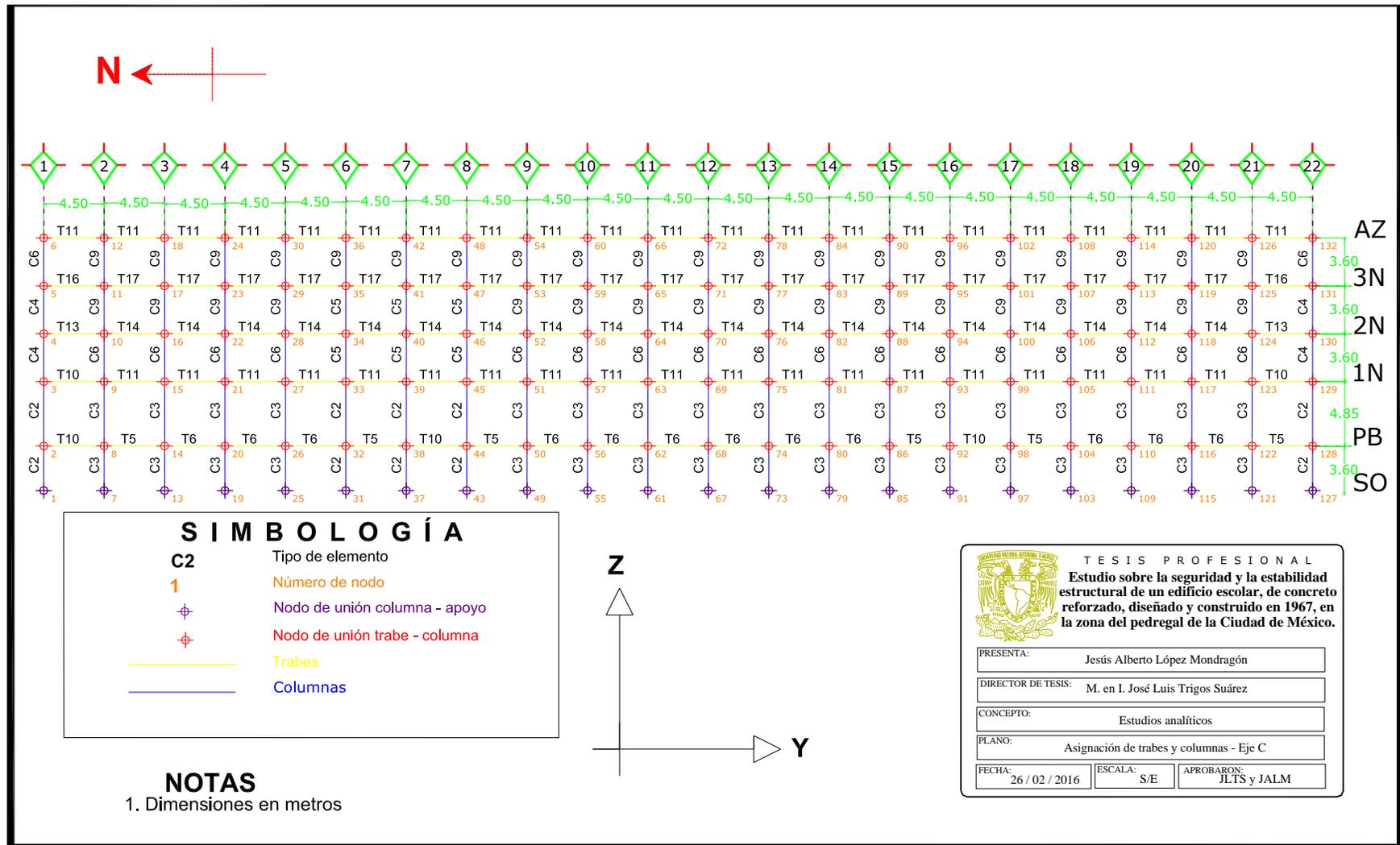
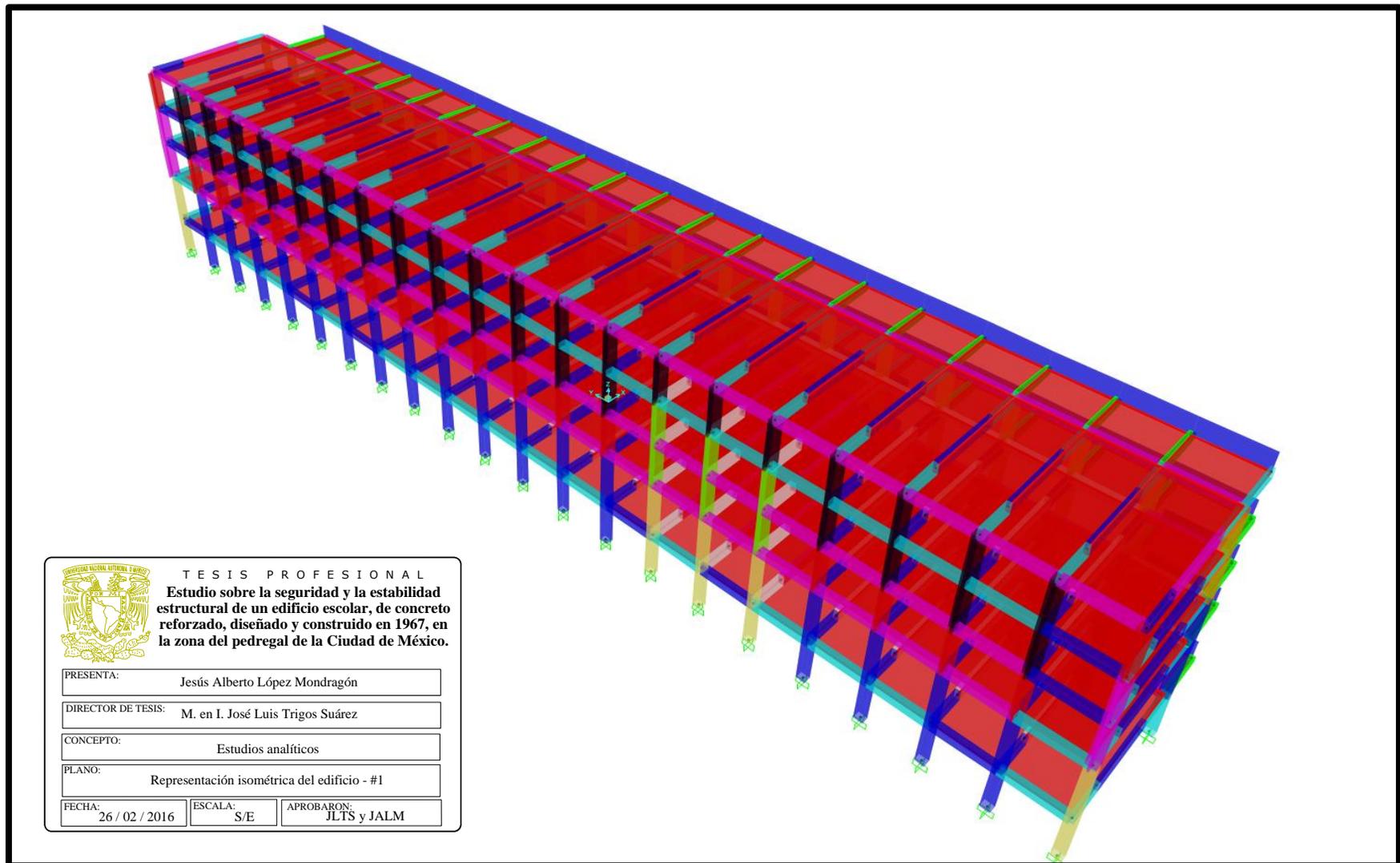
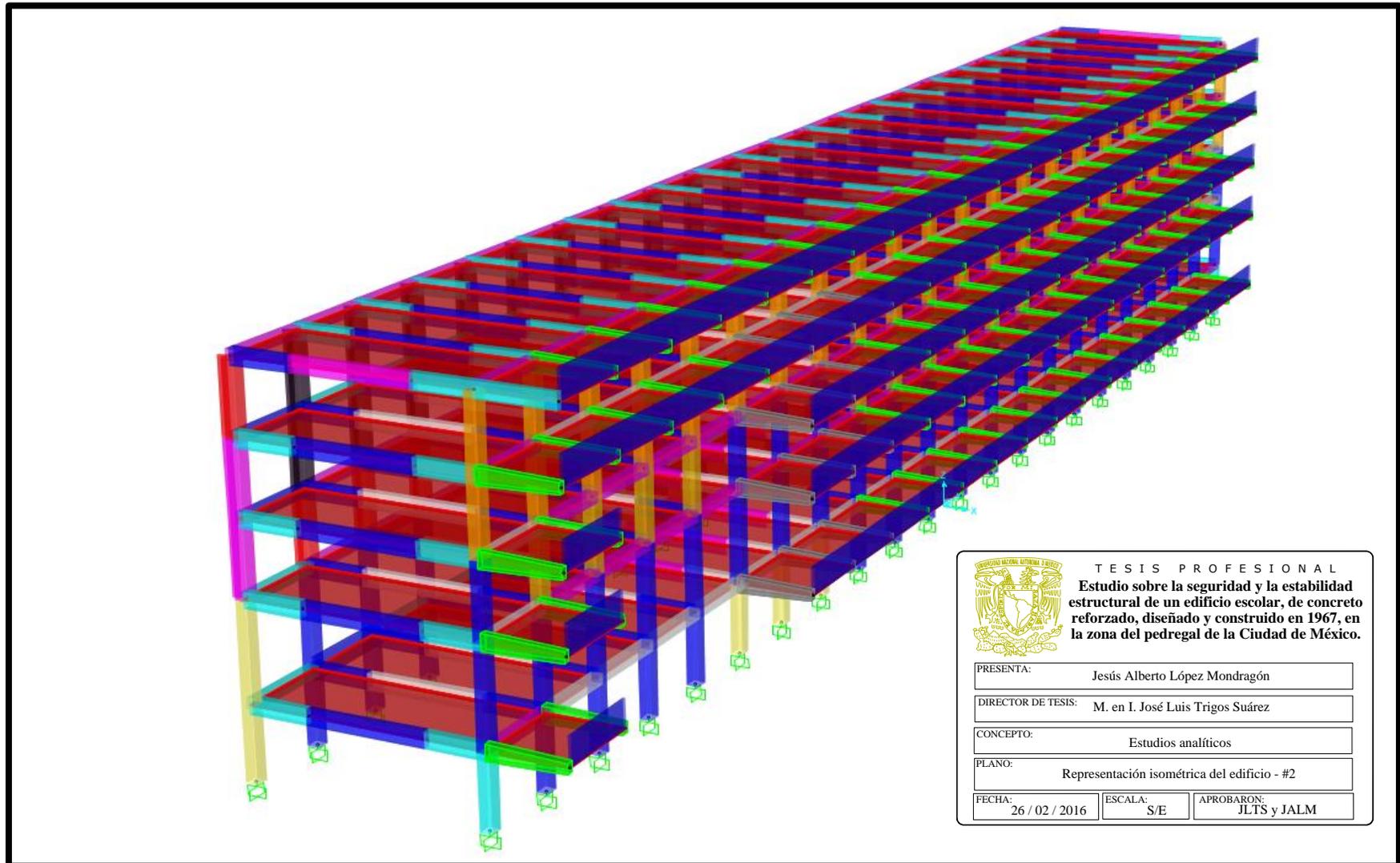


Figura 2.11 Isométrico 1 (colores por tipo de sección)



	TESIS PROFESIONAL <b>Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.</b>	
	PRESENTA: Jesús Alberto López Mondragón	
	DIRECTOR DE TESIS: M. en I. José Luis Trigos Suárez	
	CONCEPTO: Estudios analíticos	
	PLANO: Representación isométrica del edificio - #1	
FECHA: 26 / 02 / 2016	ESCALA: S/E	APROBARON: JLTS y JALM

**Figura 2.12** Isométrico 2 (colores por tipo de sección)



	TESIS PROFESIONAL <b>Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.</b>		
	PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón	
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez		
CONCEPTO:	Estudios analíticos		
PLANO:	Representación isométrica del edificio - #2		
FECHA:	ESCALA:	APROBARON:	
26 / 02 / 2016	S/E	JLTS y JALM	

## 2.2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Las propiedades mecánicas de los materiales adicionales a las descritas en el capítulo anterior son las siguientes:

<b>Módulo de elasticidad del concreto</b>	→	$11,000 \sqrt{f'_c}$	=	<b>170,411</b> kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Módulo de elasticidad del acero</b>	→		=	<b>2,100,000</b> kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Módulo de Poisson del concreto</b>	→		=	<b>0.2</b>

En el Reglamento de 1966 se sugiere utilizar un módulo de elasticidad del concreto con valor de entre 3,000 y 10,000 veces la raíz cuadrada de  $f'_c$  (kgf/cm<sup>2</sup>), y en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de 2004 se sugiere suponer un valor de 8,000 veces raíz cuadrada de  $f'_c$  (kgf/cm<sup>2</sup>) para concretos clase 2, sin embargo, para obras existentes se sugiere hacer pruebas de laboratorio, ya que con la mayor edad del concreto, suele aumentar el módulo de elasticidad, por lo que se supondrá un valor de 11,000 veces la raíz cuadrada de  $f'_c$  (kg/cm<sup>2</sup>) con el propósito de obtener resultados más representativos de la realidad.

## 2.2.4 CONDICIONES BÁSICAS DE CARGA

La denominación para las condiciones de carga a partir de las cuales se forman las combinaciones para revisar los estados límite de servicio y de falla es la siguiente:

**CM:** Carga Muerta.

**CVM:** Carga Viva máxima (para diseño estructural de acuerdo con el RCDF -1966).

**CVI:** Carga Viva Instantánea (para fuerzas sísmicas de acuerdo con el RCDF-1966).

**SEEX:** Fuerzas Sísmicas Estáticas Equivalentes en la dirección X.

**SEEY:** Fuerzas Sísmicas Estáticas Equivalentes en la dirección Y.

## 2.2.5 COMBINACIONES DE CARGA

### 2.2.5.1 RCDF – 1996

#### 2.2.5.1.1 Estados límite de servicio

		<u>PERMANENTE</u>		<u>VARIABLE</u>		<u>ACCIDENTAL</u>
<b>COMBINACIÓN 1</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVM</b>
<b>COMBINACIÓN 2</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( 1.00 <b>SEEX</b> + 0.30 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 3</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( 1.00 <b>SEEX</b> - 0.30 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 4</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( -1.00 <b>SEEX</b> + 0.30 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 5</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( -1.00 <b>SEEX</b> - 0.30 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 6</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( 0.30 <b>SEEX</b> + 1.00 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 7</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( 0.30 <b>SEEX</b> - 1.00 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 8</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( -0.30 <b>SEEX</b> + 1.00 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 9</b>	→	1.00	<b>CM</b>	+	1.00	<b>CVI</b> + ( -0.30 <b>SEEX</b> - 1.00 <b>SEEY</b> )

### 2.2.5.1.2 Estados límite de falla

	<u>PERMANENTE</u>	<u>VARIABLE</u>	<u>ACCIDENTAL</u>
<b>COMBINACIÓN 10</b> →	1.40 <b>CM</b> +	1.40 <b>CVM</b>	
<b>COMBINACIÓN 11</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 1.10 <b>SEEX</b> + 0.33 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 12</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 1.10 <b>SEEX</b> - 0.33 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 13</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( -1.10 <b>SEEX</b> + 0.33 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 14</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( -1.10 <b>SEEX</b> - 0.33 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 15</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 0.33 <b>SEEX</b> + 1.10 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 16</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 0.33 <b>SEEX</b> - 1.10 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 17</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( -0.33 <b>SEEX</b> + 1.10 <b>SEEY</b> )
<b>COMBINACIÓN 18</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b>	( -0.33 <b>SEEX</b> - 1.10 <b>SEEY</b> )

### 2.2.5.2 NTCRCDF - 2004

#### 2.2.5.2.1 Estados límite de servicio

	<u>PERMANENTE</u>	<u>VARIABLE</u>	<u>ACCIDENTAL</u> *
<b>COMBINACIÓN 1</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVM</b>	
<b>COMBINACIÓN 2</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( 1.00 <b>SX</b> + 0.30 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 3</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( 1.00 <b>SX</b> - 0.30 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 4</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( -1.00 <b>SX</b> + 0.30 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 5</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( -1.00 <b>SX</b> - 0.30 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 6</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( 0.30 <b>SX</b> + 1.00 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 7</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( 0.30 <b>SX</b> - 1.00 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 8</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( -0.30 <b>SX</b> + 1.00 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 9</b> →	1.00 <b>CM</b> +	1.00 <b>CVI</b> +	1.80 ( -0.30 <b>SX</b> - 1.00 <b>SY</b> )

#### 2.2.5.2.2 Estados límite de falla

	<u>PERMANENTE</u>	<u>VARIABLE</u>	<u>ACCIDENTAL</u> *
<b>COMBINACIÓN 10</b> →	1.50 <b>CM</b> +	1.50 <b>CVM</b>	
<b>COMBINACIÓN 11</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 1.10 <b>SX</b> + 0.33 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 12</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 1.10 <b>SX</b> - 0.33 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 13</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( -1.10 <b>SX</b> + 0.33 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 14</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( -1.10 <b>SX</b> - 0.33 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 15</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 0.33 <b>SX</b> + 1.10 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 16</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( 0.33 <b>SX</b> - 1.10 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 17</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b> +	( -0.33 <b>SX</b> + 1.10 <b>SY</b> )
<b>COMBINACIÓN 18</b> →	1.10 <b>CM</b> +	1.10 <b>CVI</b>	( -0.33 <b>SX</b> - 1.10 <b>SY</b> )

\*SX y SY son las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes en las respectivas direcciones para el modelo de análisis estático y las fuerzas sísmicas resultantes del análisis modal espectral para el modelo dinámico.

# CAPÍTULO 3

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

---

## ***CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE RESULTADOS***

A partir de los aspectos descritos en el capítulo anterior, con el objetivo de modelar el edificio en estudio, tales como la topología del mismo y la discretización que se realizó de la estructura, en barras, nodos y membranas, es posible la elaboración de un modelo matemático que represente la relación que existe entre los elementos que conforman la estructura y su respuesta ante diversas acciones.

Después de plantear el modelo matemático de la estructura en estudio, se puede obtener la respuesta ante las condiciones básicas de carga, posteriormente, aplicando el principio de superposición de causas y efectos, se puede conocer fácilmente la respuesta ante las combinaciones de carga.

En este capítulo se presentan los resultados de varios modelos de análisis, un primer modelo basado en el RCDF-1966, y dos modelos con base en el RCDF-2004, uno de ellos considerando las fuerzas sísmicas que resultan de un Análisis Sísmico Estático Equivalente (ASEE) y el otro análisis considerando las fuerzas obtenidas del Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (ASDME), referidos en lo sucesivo como sigue:

**Modelo 1:** RCDF-1966

**Modelo 2:** RCDF-2004 — ASEE

**Modelo 3:** RCDF-2004 — ASDME

Los resultados se presentan en dos apartados, uno dedicado a la verificación del cumplimiento de la estructura para el estado límite de servicio, y el otro para el estado límite de falla, con base en las combinaciones de carga descritas en el capítulo anterior.

En los 3 modelos de análisis la diferencia fundamental entre ellos es la manera en que se consideraron los efectos sísmicos, los cuales en términos generales son mucho menores en el modelo 1, y parecidos en los otros dos modelos, aunque mayores en el modelo 2.

En lo referente al estado límite de servicio para hacer una buena interpretación de los resultados presentados es muy importante considerar que a pesar de que, como se ha explicado, los efectos sísmicos son menores en el modelo 1, y por tal motivo, los desplazamientos laterales son más pequeños que en los modelos 2 y 3, es posible que en éstos últimos el resultado sea comparable e inclusive mejor de acuerdo con los desplazamientos admisibles, ya que el RCDF-1966 establece desplazamientos admisibles inferiores a los que se describen en el RCDF-2004.

## **3.1 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO**

En esta sección se presentan los resultados del análisis de la estructura, para los 3 modelos analizados, en lo referente a los desplazamientos laterales que tiene la estructura ante las distintas combinaciones de solicitaciones, los datos que se muestran corresponden únicamente a las combinaciones que producen efectos máximos, las cuales son las mismas para los 3 modelos.

Es muy importante señalar cuales son los valores máximos admisibles considerados de desplazamientos laterales, los cuales de acuerdo con los criterios de ambos reglamentos se definen como una fracción de la separación vertical que existe entre dos pisos consecutivos. En el RCDF – 1966 dicho límite está definido como 0.002 veces la distancia vertical entre los dos niveles consecutivos, mientras que en el RCDF – 2004 el límite es de 0.006, e inclusive puede permitirse un valor de 0.012, siempre y cuando no existan elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como por ejemplo muros de mampostería o cristales.

A continuación se presentan tablas para cada uno de los modelos, resumiendo la información referente al estado límite de servicio, donde se señala en la última columna si la condición es aceptable de acuerdo con los siguientes límites considerados, con números en color azul, y si está fuera de dicho rango con números en color rojo.

Límites considerados:

**MODELO 1:** 0.002 veces la diferencia de elevaciones.

**MODELO 2:** 0.006 veces la diferencia de elevaciones.

**MODELO 3:** 0.006 veces la diferencia de elevaciones.

En las *figuras 3.1 y 3.2* se muestran imágenes comparativas de dichos efectos sobre los 3 modelos, que dan idea de la manera en que provocan deformaciones las solicitaciones de las combinaciones que involucran fuerzas sísmicas y la magnitud de dichos efectos en los distintos modelos.

3.1.1 MODELO 1: RCDF-1966

NIVEL	DIRECCIÓN X						
	DIFERENCIA DE ELEVACIONES $\Delta h$ (cm)	COMBINACIÓN 2, EJE 1			COMBINACIÓN 3, EJE 22		
		DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta X$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta X$ (cm)	$\delta X / \Delta h$	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta X$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta X$ (cm)	$\delta X / \Delta h$
PB	360	0.4990	0.4990	0.00139	0.8370	0.8370	0.00233
N1	485	1.8476	1.3486	0.00278	3.0858	2.2488	0.00464
N2	360	2.7569	0.9093	0.00253	4.5146	1.4288	0.00397
N3	360	3.6037	0.8468	0.00235	5.6855	1.1709	0.00325
AZ	360	4.3955	0.7918	0.00220	6.6112	0.9257	0.00257

NIVEL	DIRECCIÓN Y						
	DIFERENCIA DE ELEVACIONES $\Delta h$ (cm)	COMBINACIÓN 7, EJE B			COMBINACIÓN 6, EJE C		
		DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta Y$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta Y$ (cm)	$\delta Y / \Delta h$	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta Y$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta Y$ (cm)	$\delta Y / \Delta h$
PB	360	0.2890	0.2890	0.00080	0.263	0.2630	0.00073
N1	485	1.0698	0.7808	0.00161	0.9874	0.7244	0.00149
N2	360	1.5316	0.4618	0.00128	1.4244	0.4370	0.00121
N3	360	1.8567	0.3251	0.00090	1.732	0.3076	0.00085
AZ	360	2.0369	0.1802	0.00050	1.9002	0.1682	0.00047

3.1.2 MODELO 2: RCDF-2004-ASEE

NIVEL	DIRECCIÓN X						
	DIFERENCIA DE ELEVACIONES $\Delta h$ (cm)	COMBINACIÓN 2, EJE 1			COMBINACIÓN 3, EJE 22		
		DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta X$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta X$ (cm)	$\delta X / \Delta h$	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta X$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta X$ (cm)	$\delta X / \Delta h$
PB	360	1.9814	1.9814	0.00550	3.2999	3.2999	0.00917
N1	485	7.1642	5.1828	0.01069	11.9305	8.6306	0.01780
N2	360	10.1977	3.0335	0.00843	16.8964	4.9659	0.01379
N3	360	12.6466	2.4489	0.00680	20.6855	3.7891	0.01053
AZ	360	14.5181	1.8715	0.00520	23.3400	2.6545	0.00737

NIVEL	DIRECCIÓN Y						
	DIFERENCIA DE ELEVACIONES $\Delta h$ (cm)	COMBINACIÓN 7, EJE B			COMBINACIÓN 6, EJE C		
		DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta Y$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta Y$ (cm)	$\delta Y / \Delta h$	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta Y$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta Y$ (cm)	$\delta Y / \Delta h$
PB	360	1.3257	1.3257	0.00368	1.2101	1.2101	0.00336
N1	485	4.9113	3.5856	0.00739	4.5392	3.3291	0.00686
N2	360	7.0368	2.1255	0.00590	6.5499	2.0107	0.00559
N3	360	8.5540	1.5172	0.00421	7.9854	1.4355	0.00399
AZ	360	9.4214	0.8674	0.00241	8.7991	0.8137	0.00226

3.1.3 MODELO 3: RCDF-2004-ASDME

NIVEL	DIRECCIÓN X						
	DIFERENCIA DE ELEVACIONES $\Delta h$ (cm)	COMBINACIÓN 2, EJE 1			COMBINACIÓN 3, EJE 22		
		DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta X$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta X$ (cm)	$\delta X / \Delta h$	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta X$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta X$ (cm)	$\delta X / \Delta h$
<b>PB</b>	360	2.2491	2.2491	<b>0.00625</b>	2.3052	2.3052	<b>0.00640</b>
<b>N1</b>	485	8.1747	5.9256	<b>0.01222</b>	8.4000	6.0948	<b>0.01257</b>
<b>N2</b>	360	11.6084	3.4337	<b>0.00954</b>	11.9392	3.5392	<b>0.00983</b>
<b>N3</b>	360	14.2933	2.6849	<b>0.00746</b>	14.6265	2.6873	<b>0.00746</b>
<b>AZ</b>	360	16.2713	1.9780	<b>0.00549</b>	16.5209	1.8944	<b>0.00526</b>

NIVEL	DIRECCIÓN Y						
	DIFERENCIA DE ELEVACIONES $\Delta h$ (cm)	COMBINACIÓN 7, EJE B			COMBINACIÓN 6, EJE C		
		DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta Y$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta Y$ (cm)	$\delta Y / \Delta h$	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO $\Delta Y$ (cm)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO $\delta Y$ (cm)	$\delta Y / \Delta h$
<b>PB</b>	360	0.9609	0.9609	<b>0.00267</b>	1.0170	1.0170	<b>0.00283</b>
<b>N1</b>	485	3.5943	2.6334	<b>0.00543</b>	3.8293	2.8123	<b>0.00580</b>
<b>N2</b>	360	5.1517	1.5574	<b>0.00433</b>	5.5066	1.6773	<b>0.00466</b>
<b>N3</b>	360	6.2277	1.0760	<b>0.00299</b>	6.6720	1.1654	<b>0.00324</b>
<b>AZ</b>	360	6.8096	0.5819	<b>0.00162</b>	7.3098	0.6378	<b>0.00177</b>

3.1.4 RESUMEN COMPARATIVO DE LOS 3 MODELOS ANALÍTICOS

Figura 3.1 Comparación de deformaciones en los 3 modelos – Parte 1

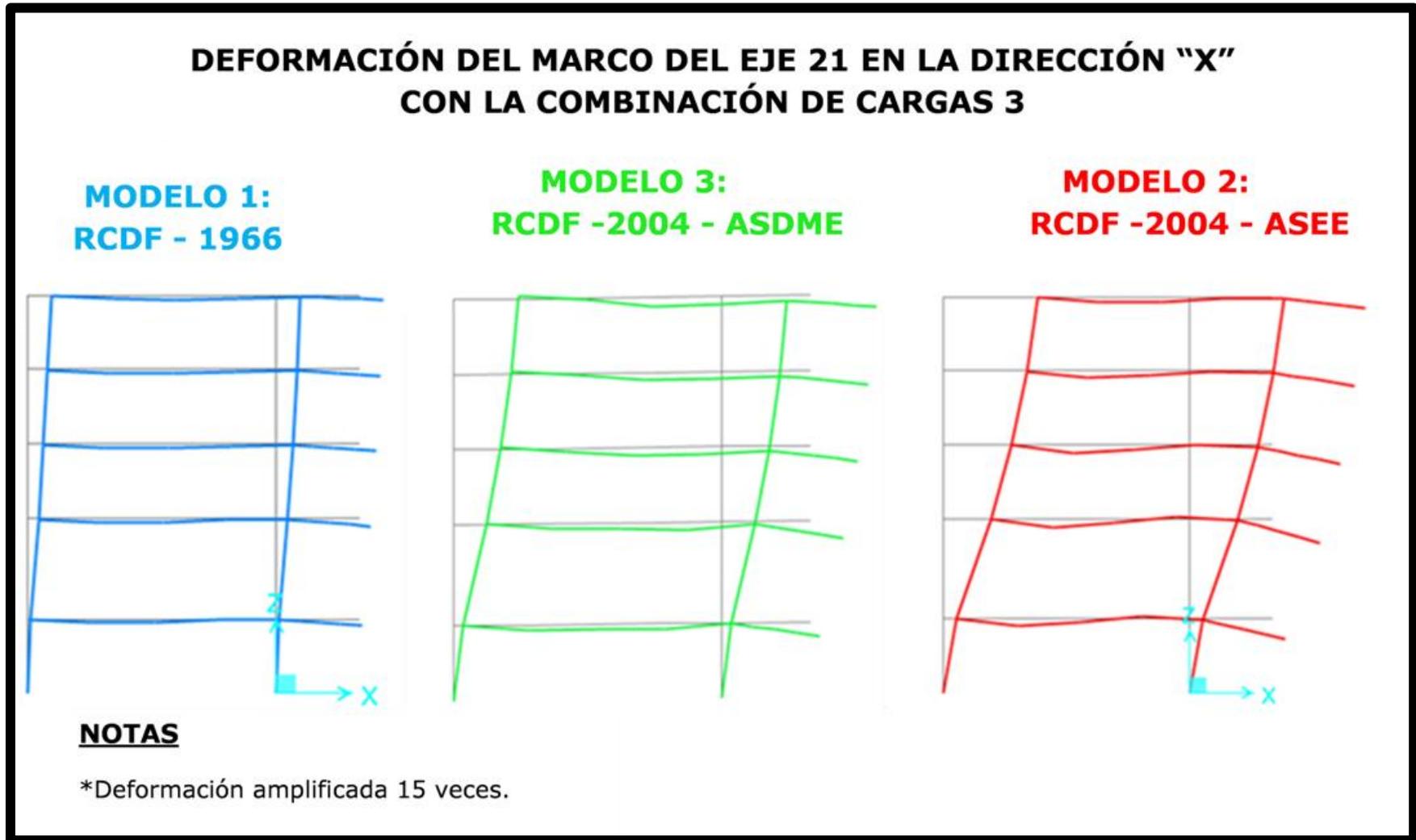
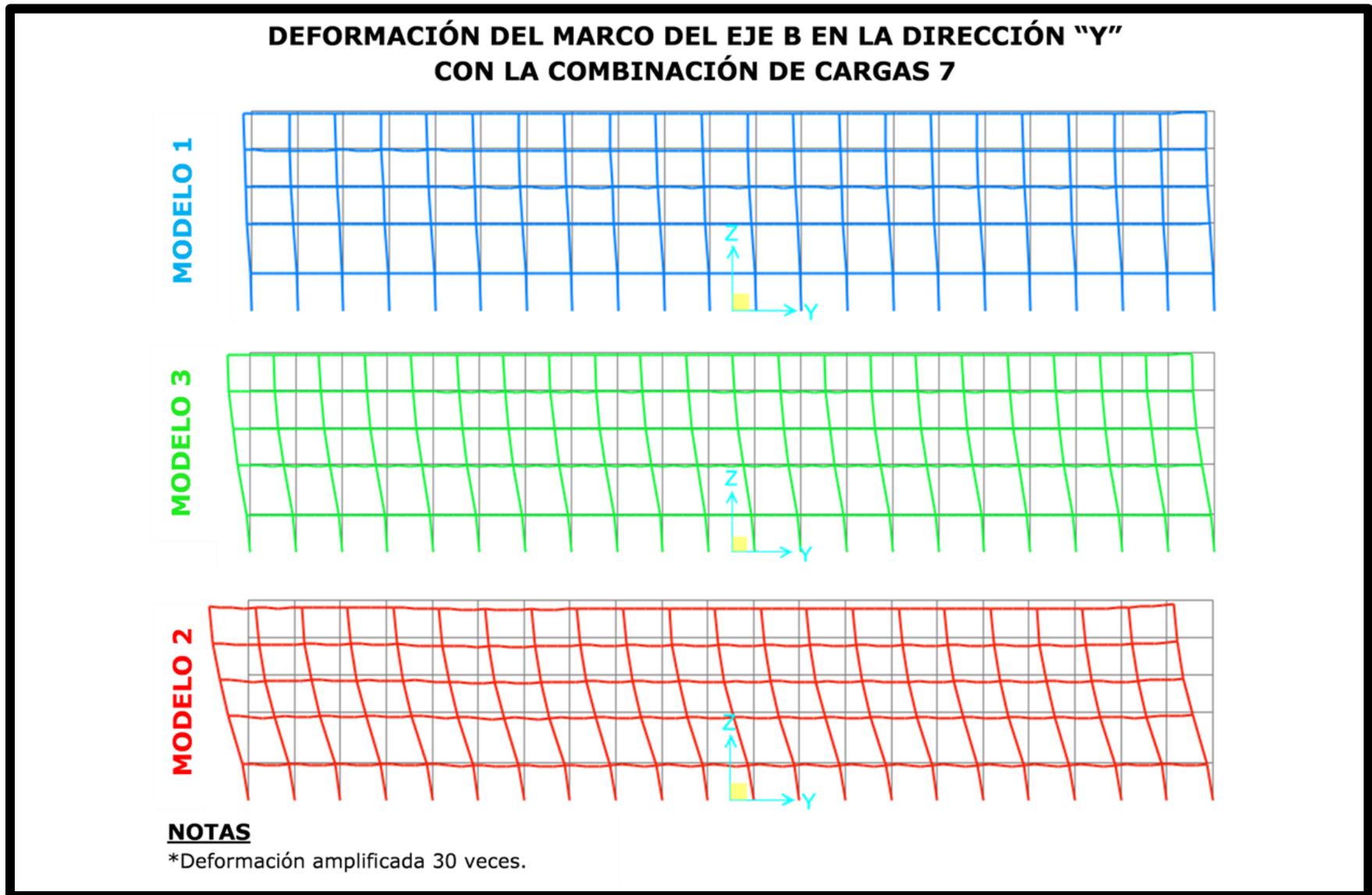


Figura 3.2 Comparación de deformaciones en los 3 modelos – Parte 2



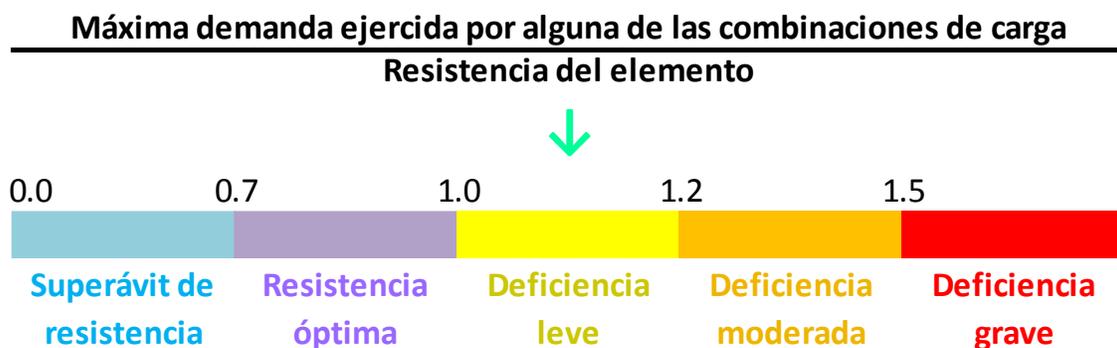
## **3.2 ESTADOS LÍMITE DE FALLA**

Este es el estado límite que mayor importancia tiene, pues es el que está directamente relacionado con la seguridad de una estructura.

Es muy importante señalar que cuando se construyó el edificio el criterio más empleado para el diseño estructural era el de esfuerzos admisibles, en cambio, en la actualidad es mucho más utilizado el criterio que emplea factores de carga y resistencia (diseño plástico, de resistencia o de estados límite), el cual permite conseguir diseños más realistas y óptimos al considerar distintos factores de carga y resistencia en función de la variabilidad e importancia de los fenómenos analizados. Este último es el que se emplea para analizar los 3 modelos.

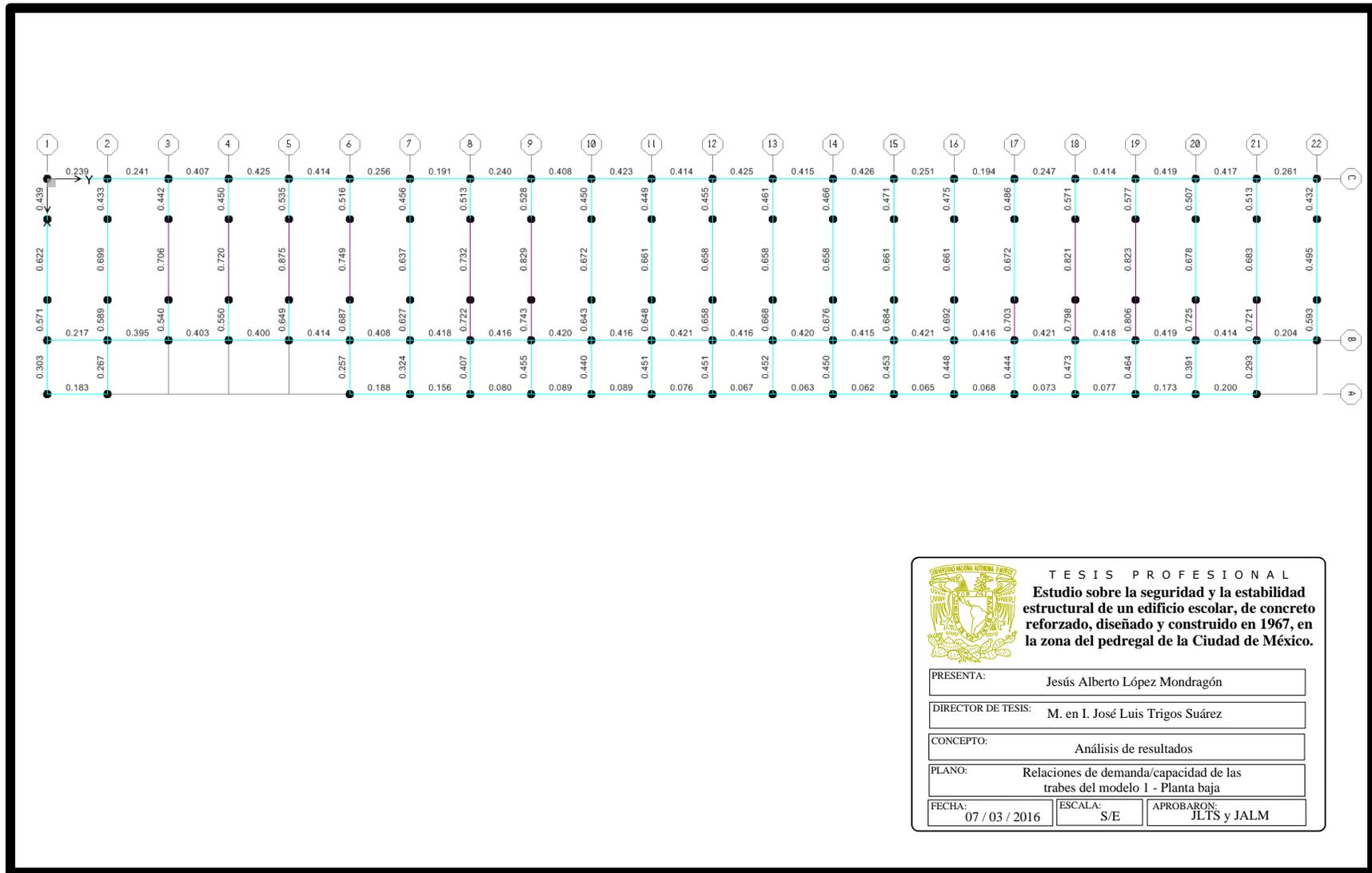
En las *figuras 3.3 a 3.9* se presentan las relaciones de demanda – capacidad de acuerdo con el modelo 1, de la *figura 3.10 a la 3.16* para el modelo 2 y de la *figura 3.17 a la 3.23* para el modelo 3. Dichas relaciones muestran la resistencia de los elementos ante la interacción de carga axial y momentos flexionantes alrededor de 2 ejes perpendiculares al eje longitudinal de los elementos. Para cada elemento se toma en cuenta la interacción de los tres efectos mencionados que resulta mayor entre todas las combinaciones de carga empleadas para el análisis del estado límite de falla.

Los rangos considerados para mostrar los resultados son los siguientes:

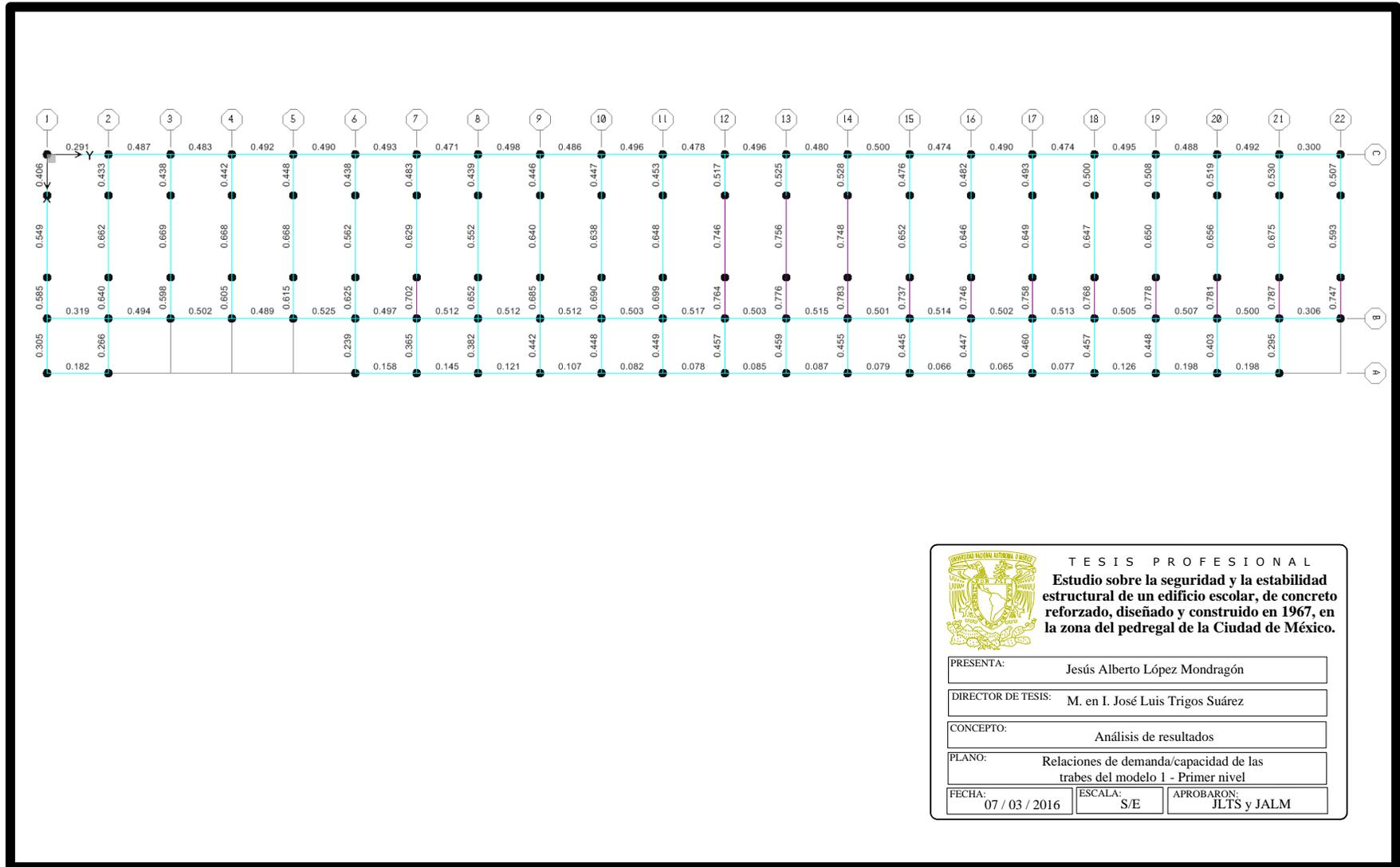


### 3.2.1 MODELO 1: RCDF-1966

**Figura 3.3** Relaciones de demanda - capacidad de las traves del modelo 1 – Planta baja



**Figura 3.4** Relaciones de demanda - capacidad de las traves del modelo 1 - Primer nivel



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL

**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA: Jesús Alberto López Mondragón

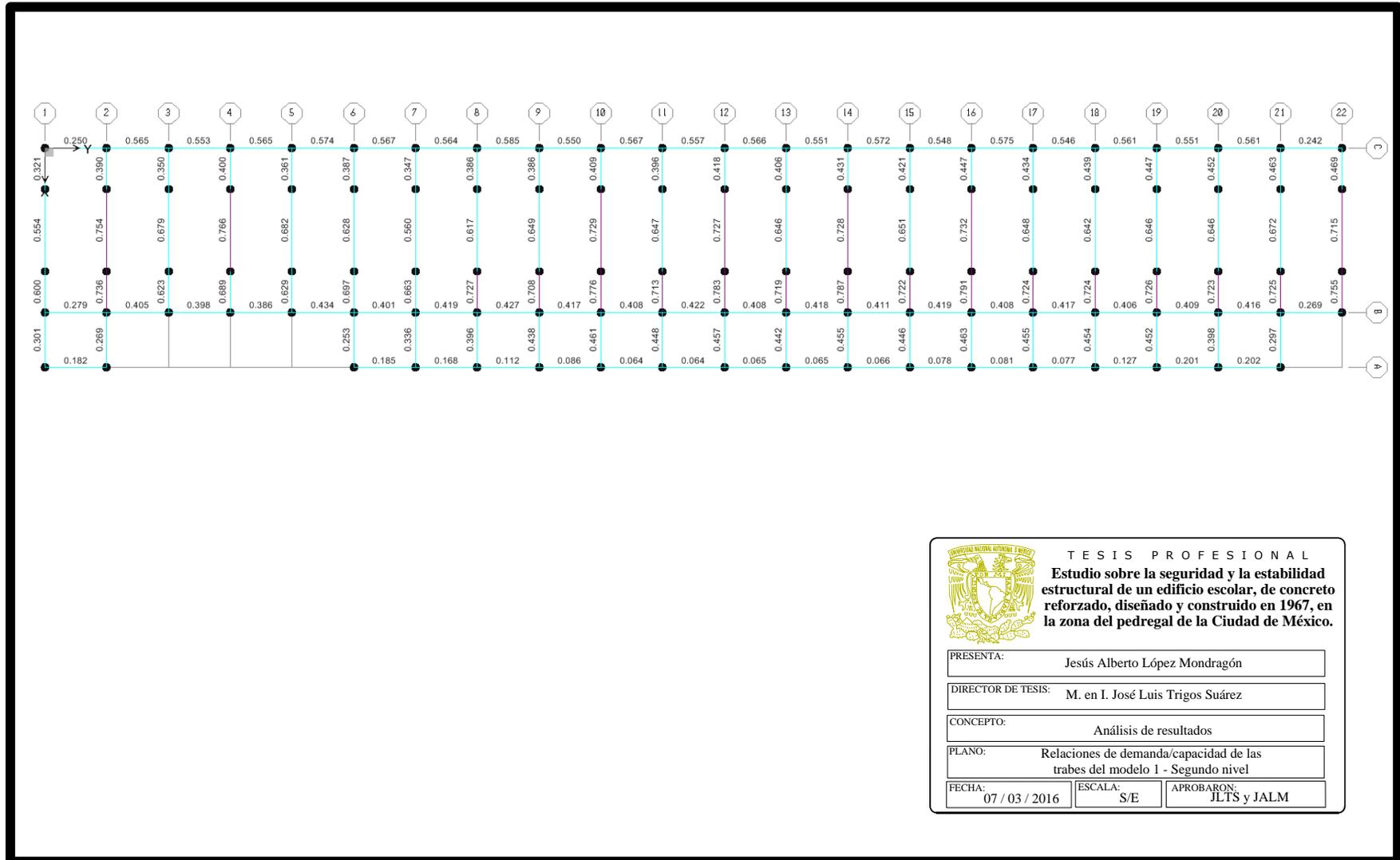
DIRECTOR DE TESIS: M. en I. José Luis Trigos Suárez

CONCEPTO: Análisis de resultados

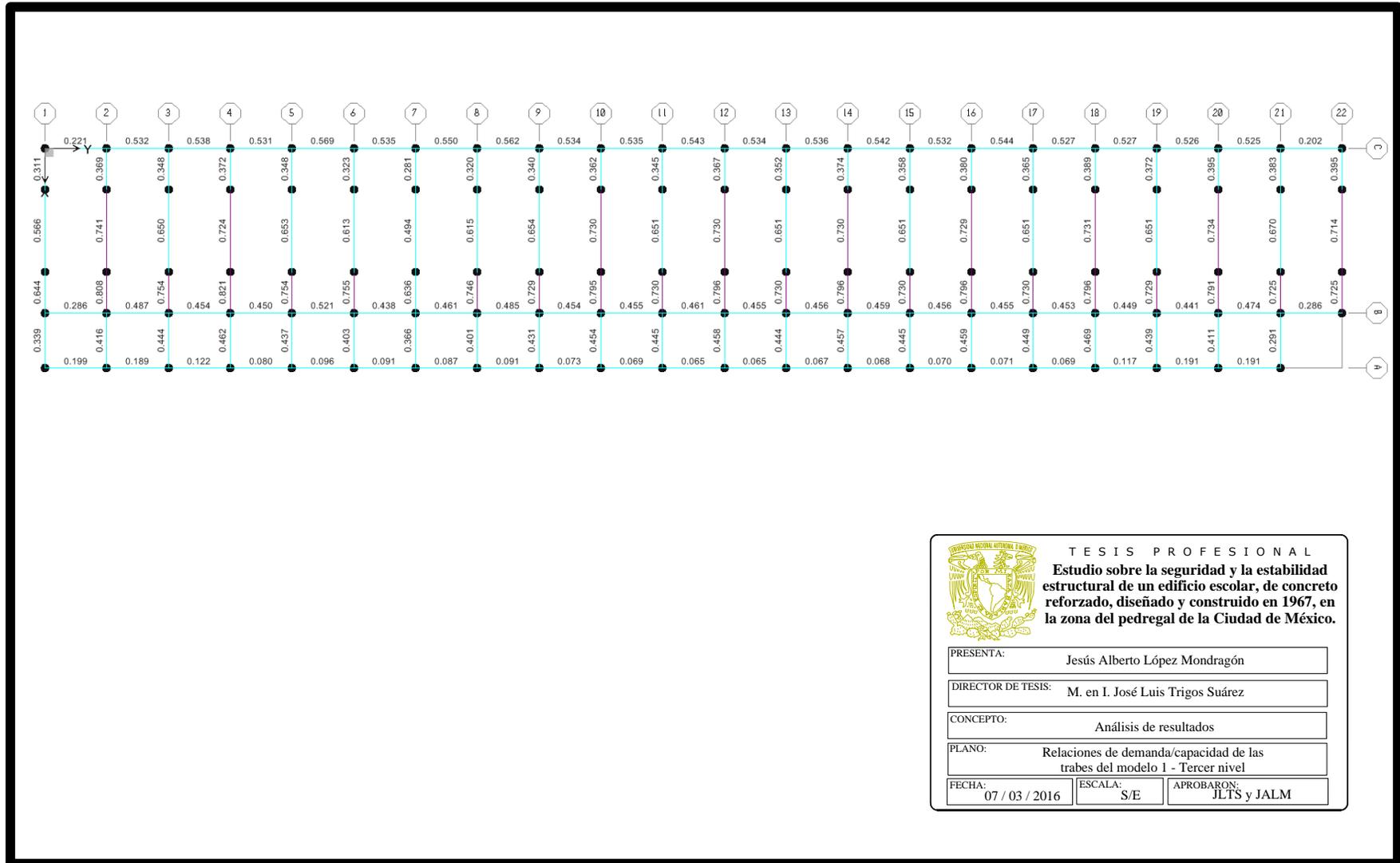
PLANO: Relaciones de demanda/capacidad de las traves del modelo 1 - Primer nivel

FECHA: 07 / 03 / 2016    ESCALA: S/E    APROBARON: JLTS y JALM

**Figura 3.5** Relaciones de demanda - capacidad de las traves del modelo 1 - Segundo nivel



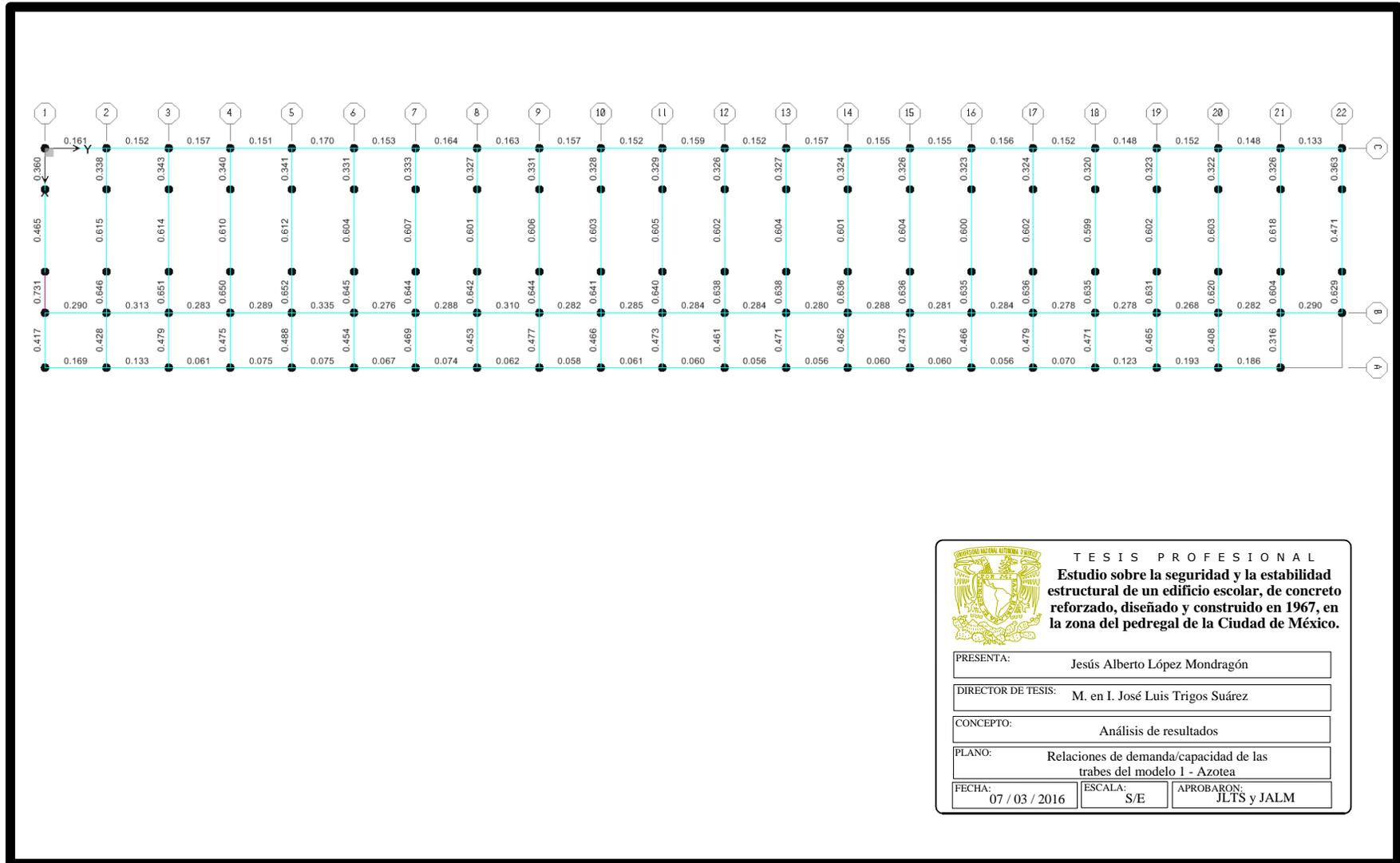
**Figura 3.6** Relaciones de demanda - capacidad de las traves del modelo 1 - Tercer nivel



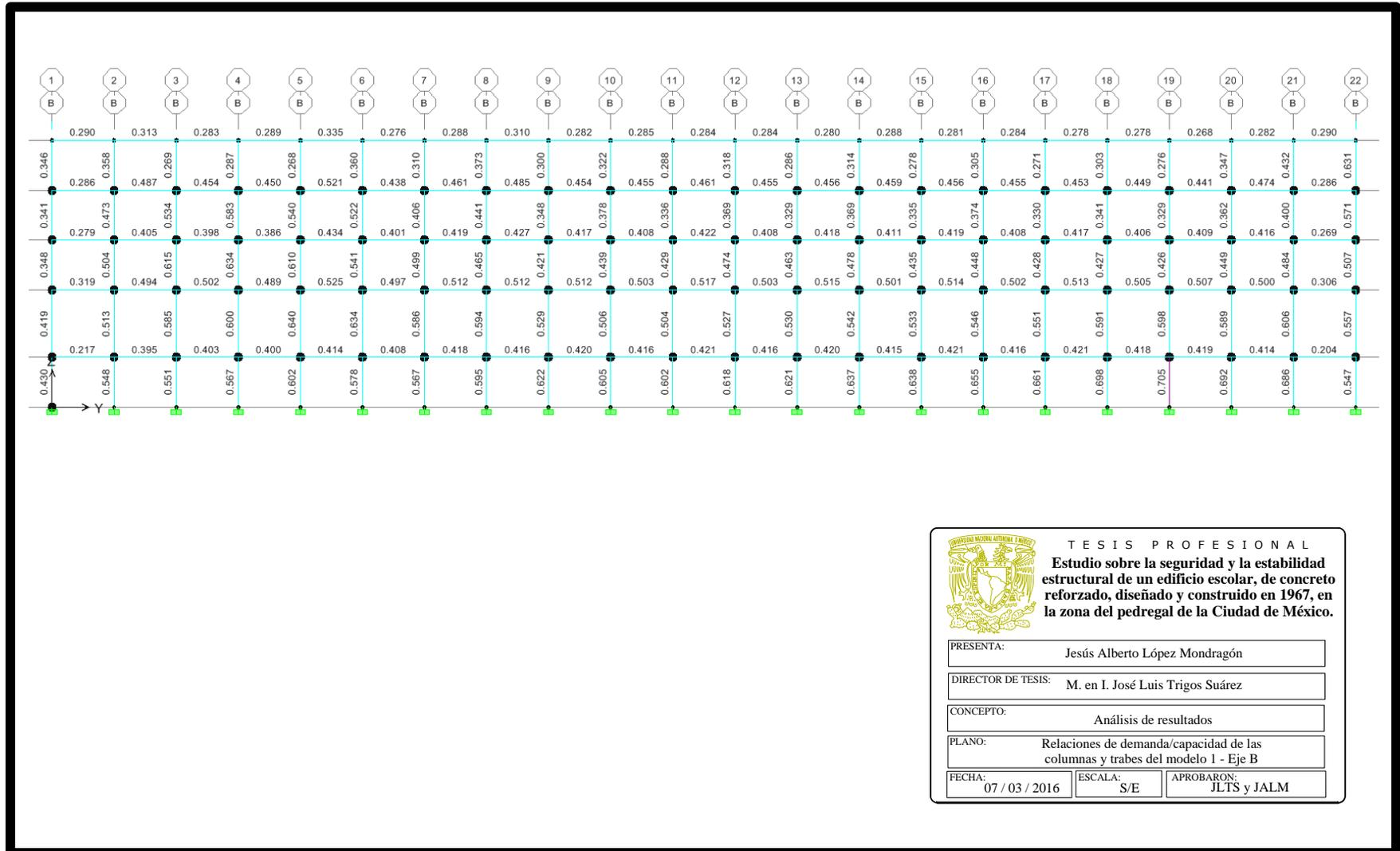

**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez
CONCEPTO:	Análisis de resultados
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traves del modelo 1 - Tercer nivel
FECHA:	07 / 03 / 2016
ESCALA:	S/E
APROBARON:	JLTS y JALM

**Figura 3.7** Relaciones de demanda - capacidad de las traves del modelo 1 - Azotea



**Figura 3.8** Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y traves del modelo 1 - Eje B



TESIS PROFESIONAL

**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA: Jesús Alberto López Mondragón

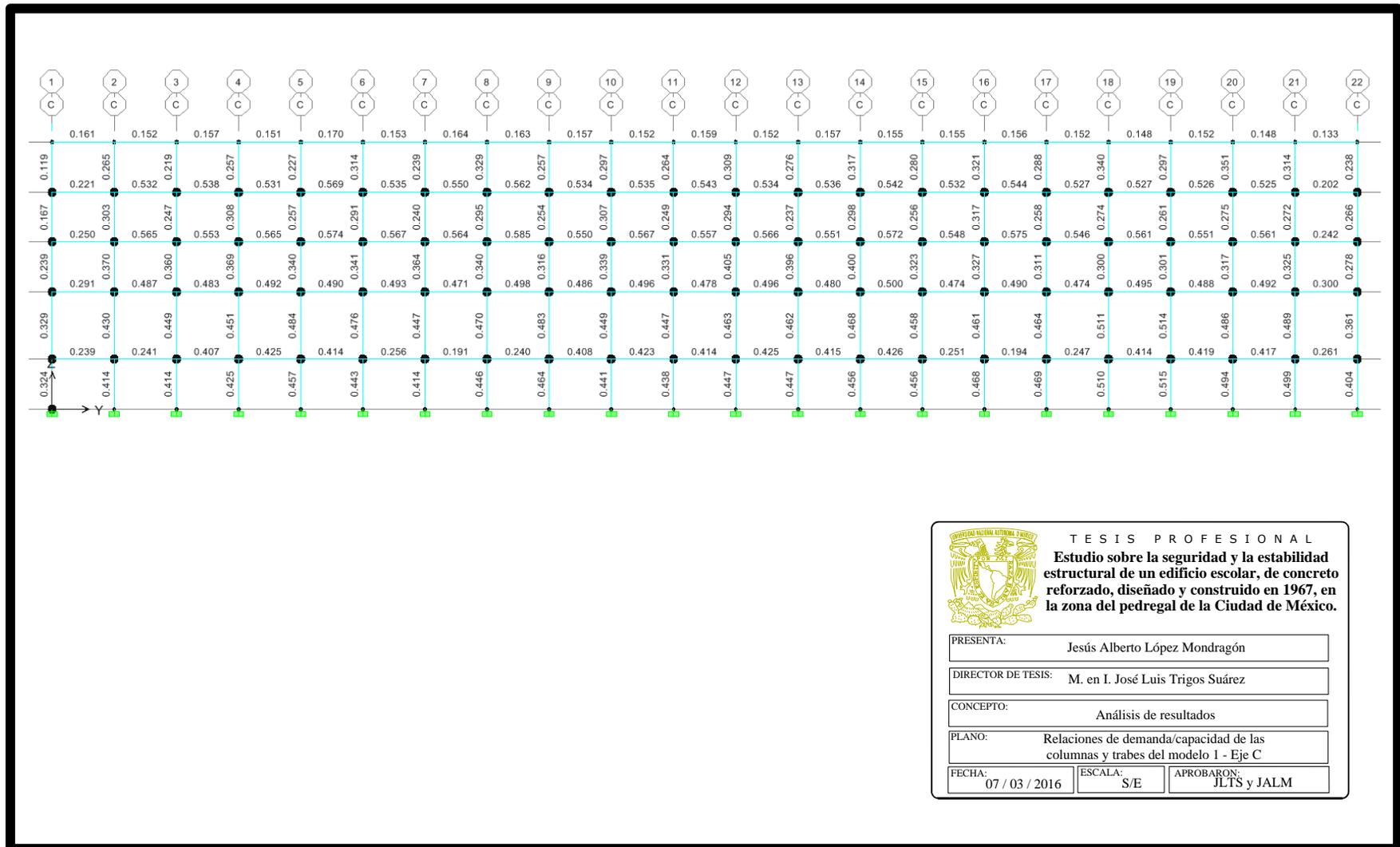
DIRECTOR DE TESIS: M. en I. José Luis Trigos Suárez

CONCEPTO: Análisis de resultados

PLANO: Relaciones de demanda/capacidad de las columnas y traves del modelo 1 - Eje B

FECHA: 07 / 03 / 2016 ESCALA: S/E APROBARON: JLTS y JALM

**Figura 3.9** Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y traveses del modelo 1 - Eje C



TESIS PROFESIONAL

**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:

DIRECTOR DE TESIS:

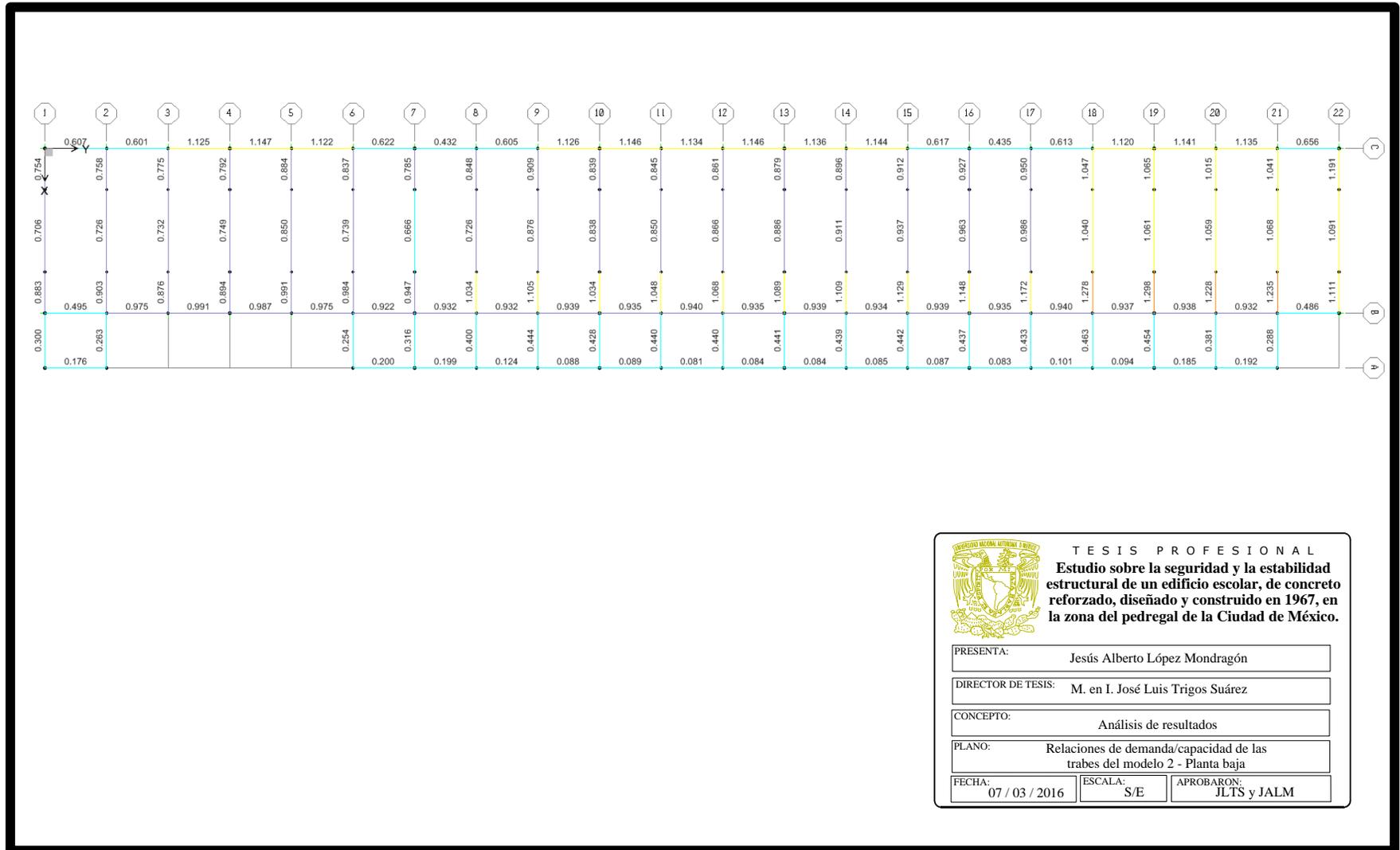
CONCEPTO:

PLANO:

FECHA:  ESCALA:  APROBARON:

### 3.2.2 MODELO 2: RCDF-2004-ASEE

**Figura 3.10** Relaciones de demanda - capacidad de las traves de modelo 2 - Planta baja

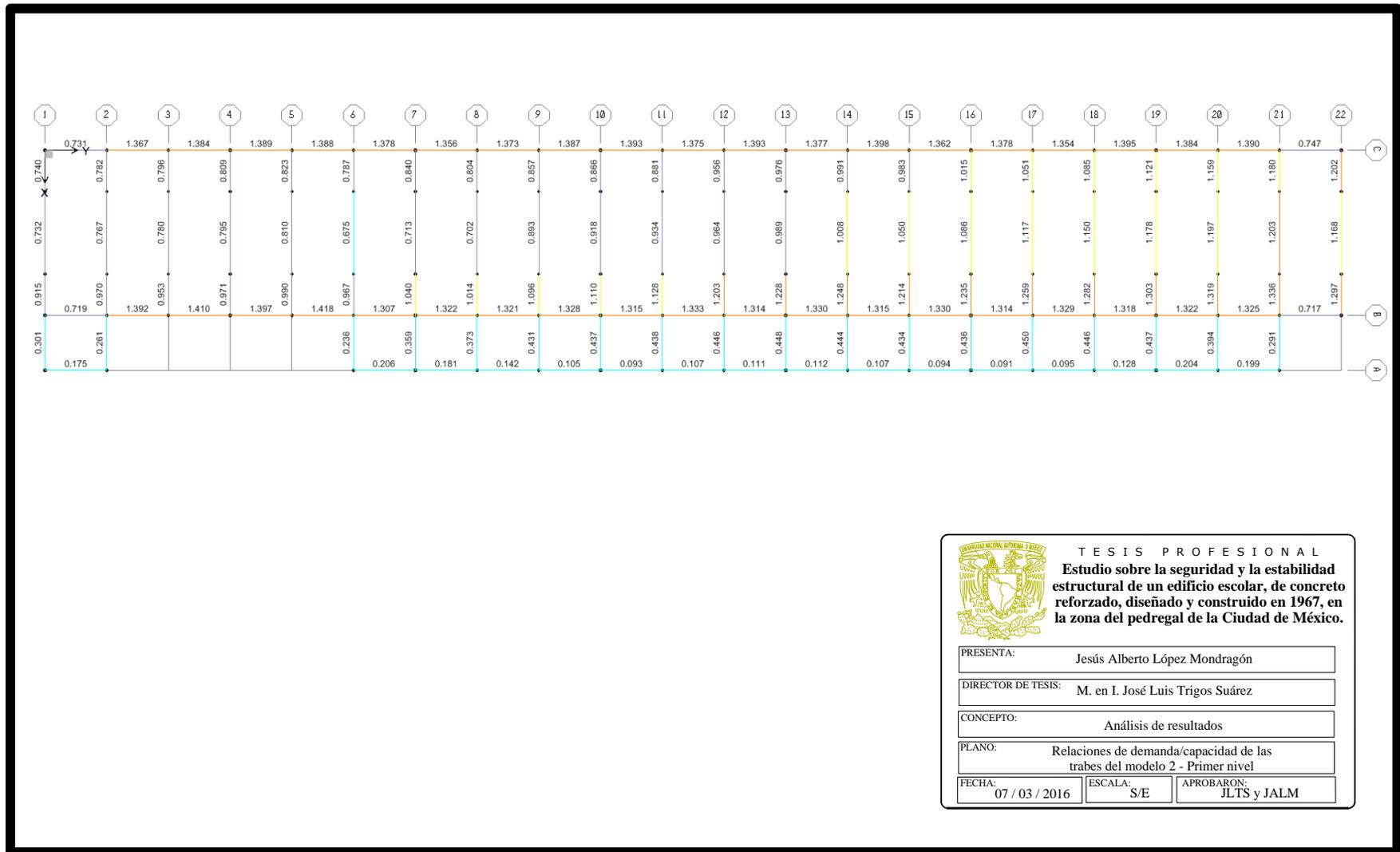



**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez
CONCEPTO:	Análisis de resultados
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traves del modelo 2 - Planta baja
FECHA:	07 / 03 / 2016
ESCALA:	S/E
APROBARON:	JLTS y JALM

## ESTADO LÍMITE DE FALLA - MODELO 2

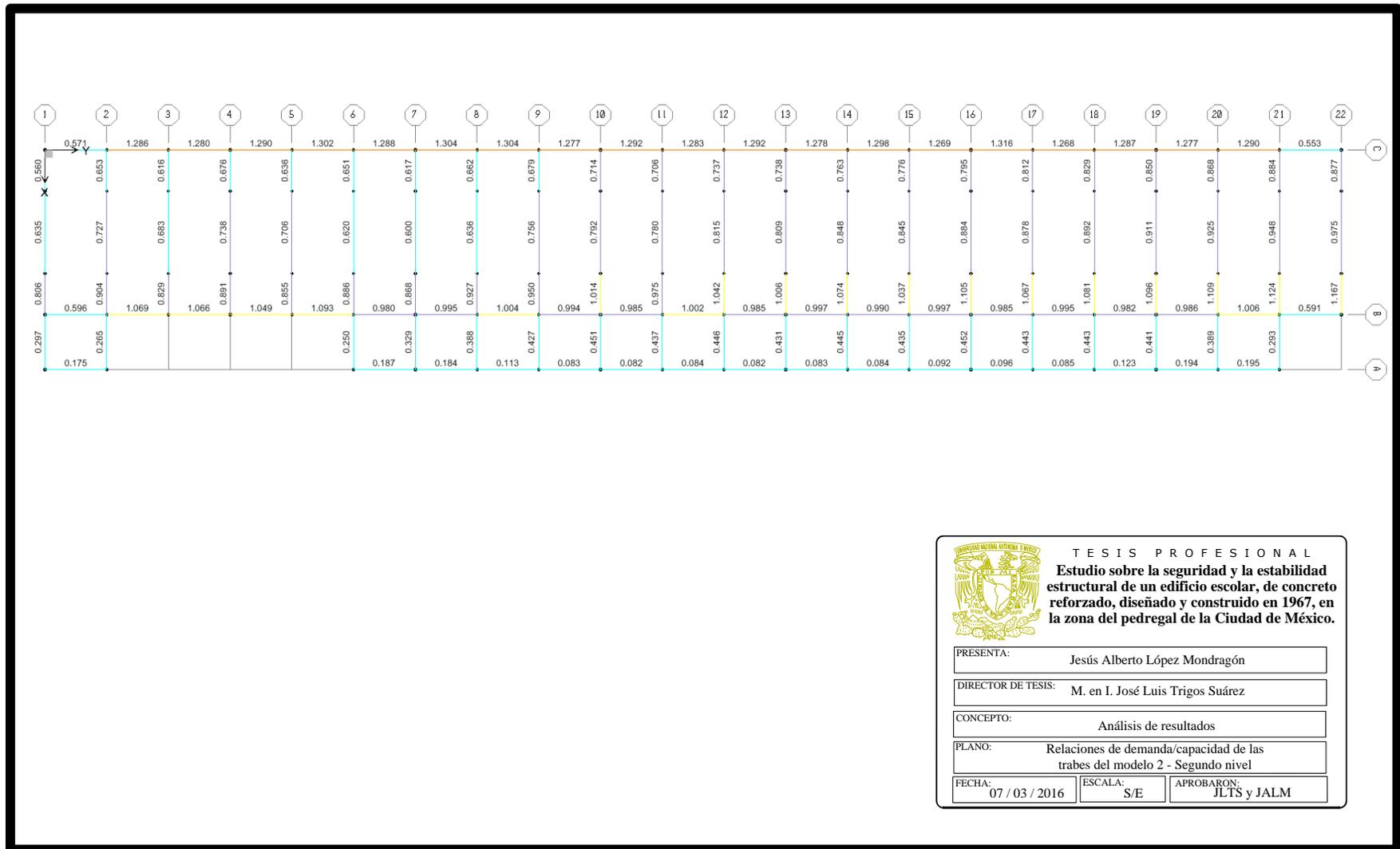
**Figura 3.11** Relaciones de demanda - capacidad de las traves del modelo 2 - Primer nivel



	<b>TESIS PROFESIONAL</b> <b>Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.</b>
	PRESENTA: <span style="float: right;">Jesús Alberto López Mondragón</span>
	DIRECTOR DE TESIS: <span style="float: right;">M. en I. José Luis Trigos Suárez</span>
	CONCEPTO: <span style="float: right;">Análisis de resultados</span>
	PLANO: <span style="float: right;">Relaciones de demanda/capacidad de las traves del modelo 2 - Primer nivel</span>
FECHA: <span style="float: right;">07 / 03 / 2016</span>	
ESCALA: <span style="float: right;">S/E</span>	
APROBARON: <span style="float: right;">JLTS y JALM</span>	

## ESTADO LÍMITE DE FALLA - MODELO 2

**Figura 3.12** Relaciones de demanda - capacidad de las traves de del modelo 2 - Segundo nivel



T E S I S   P R O F E S I O N A L

**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA: Jesús Alberto López Mondragón

DIRECTOR DE TESIS: M. en I. José Luis Trigos Suárez

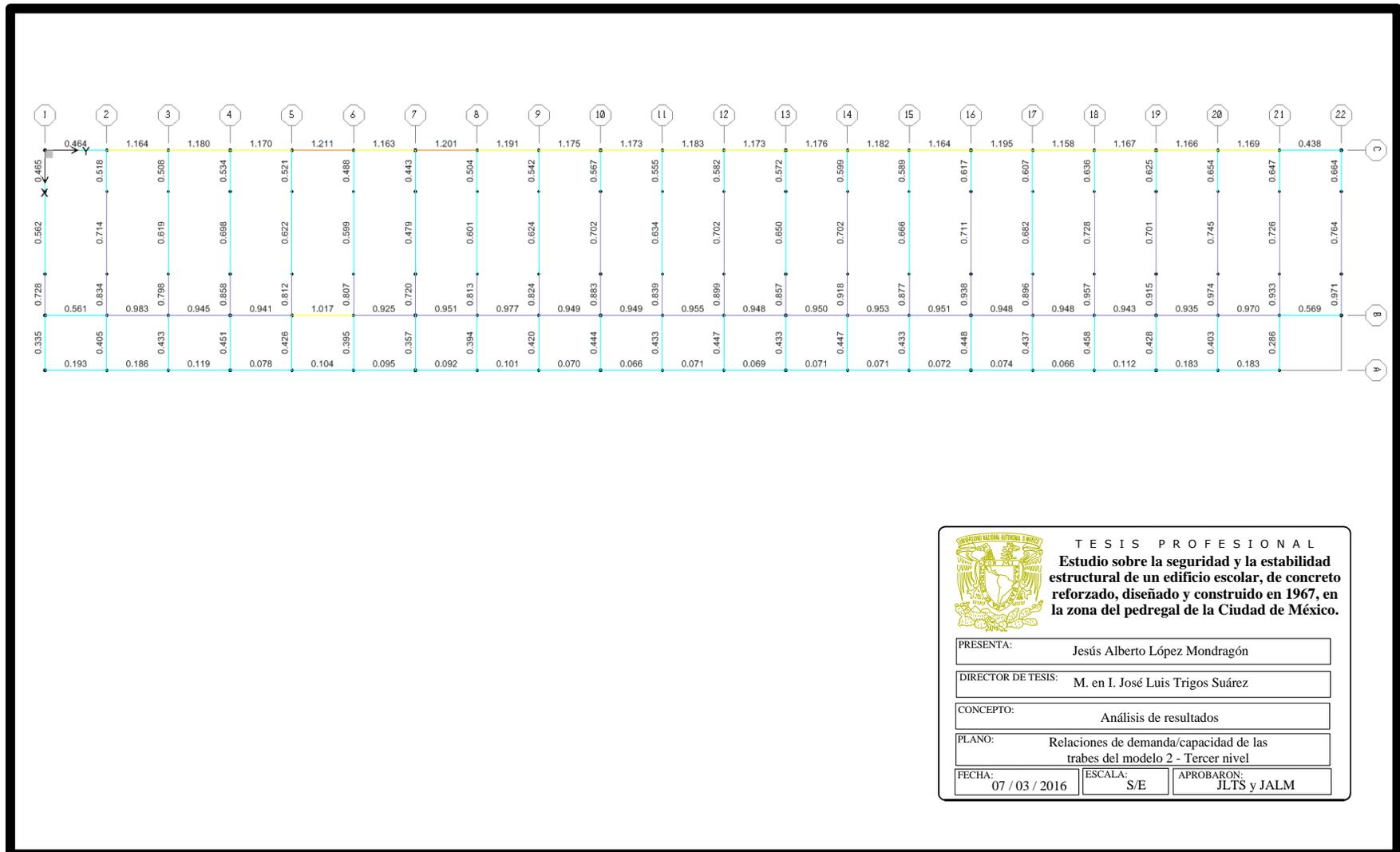
CONCEPTO: Análisis de resultados

PLANO: Relaciones de demanda/capacidad de las traves de del modelo 2 - Segundo nivel

FECHA: 07 / 03 / 2016    ESCALA: S/E    APROBARON: JLTS y JALM

## ESTADO LÍMITE DE FALLA - MODELO 2

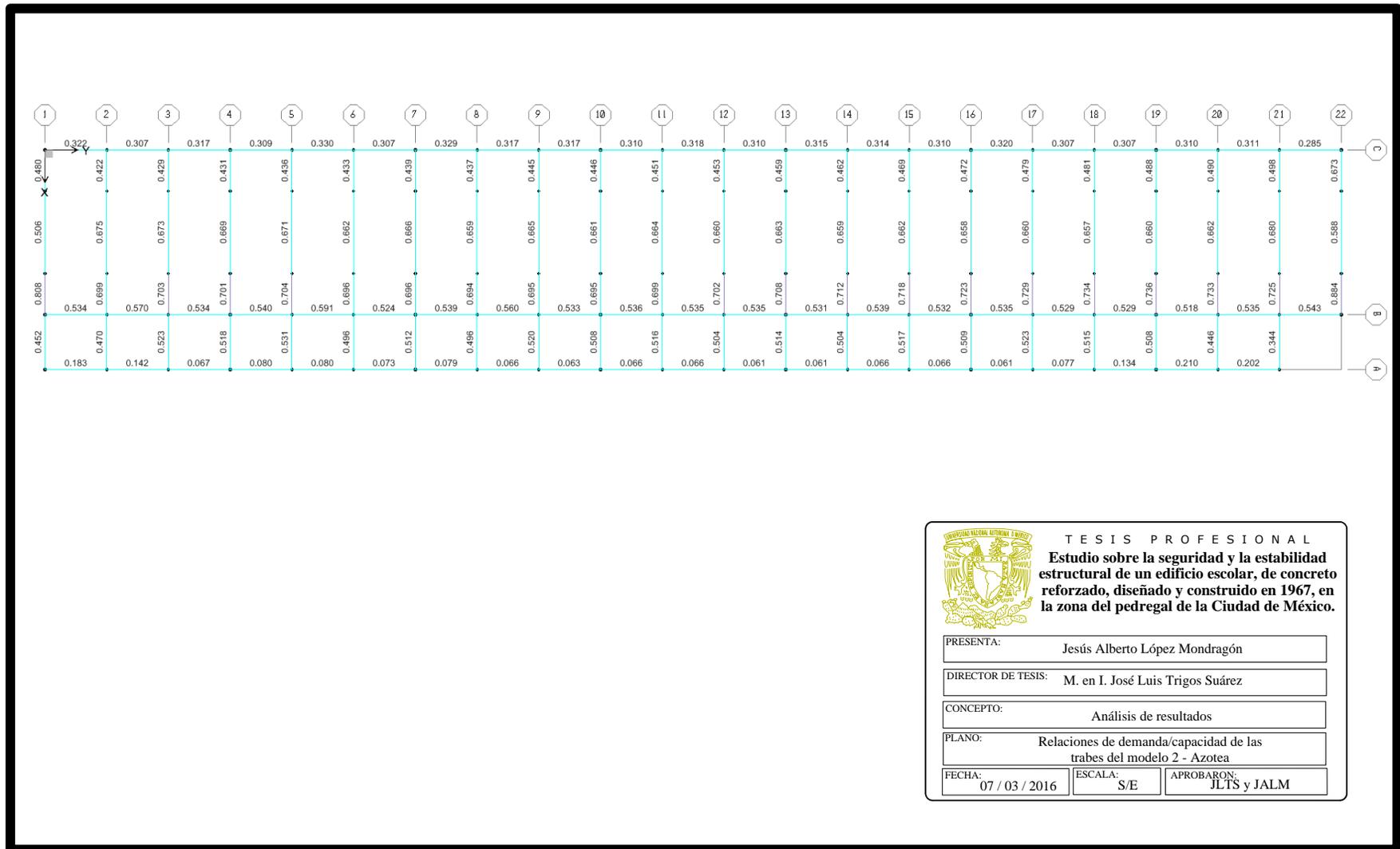
**Figura 3.13** Relaciones de demanda - capacidad de las traves de del modelo 2 - Tercer nivel



<b>TESIS PROFESIONAL</b> <b>Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.</b>		
PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón	
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez	
CONCEPTO:	Análisis de resultados	
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traves de del modelo 2 - Tercer nivel	
FECHA:	ESCALA:	APROBARON:
07 / 03 / 2016	S/E	JLTS y JALM

## ESTADO LÍMITE DE FALLA - MODELO 2

**Figura 3.14** Relaciones de demanda - capacidad de las traves del modelo 2 - Azotea

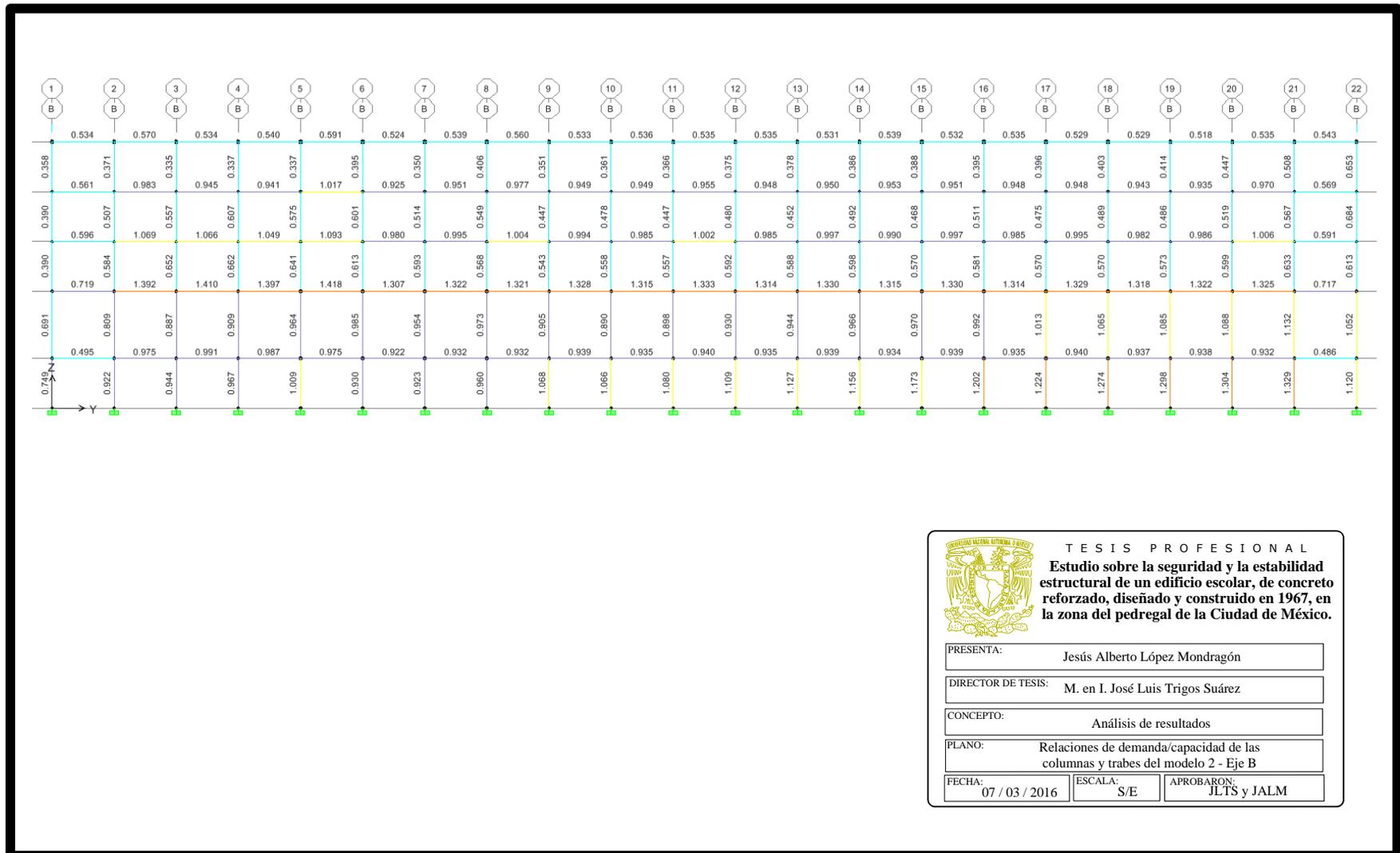


T E S I S   P R O F E S I O N A L

**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez
CONCEPTO:	Análisis de resultados
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traves del modelo 2 - Azotea
FECHA:	07 / 03 / 2016
ESCALA:	S/E
APROBARON:	JLTS y JALM

**Figura 3.15** Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y traveses del modelo 2 - Eje B

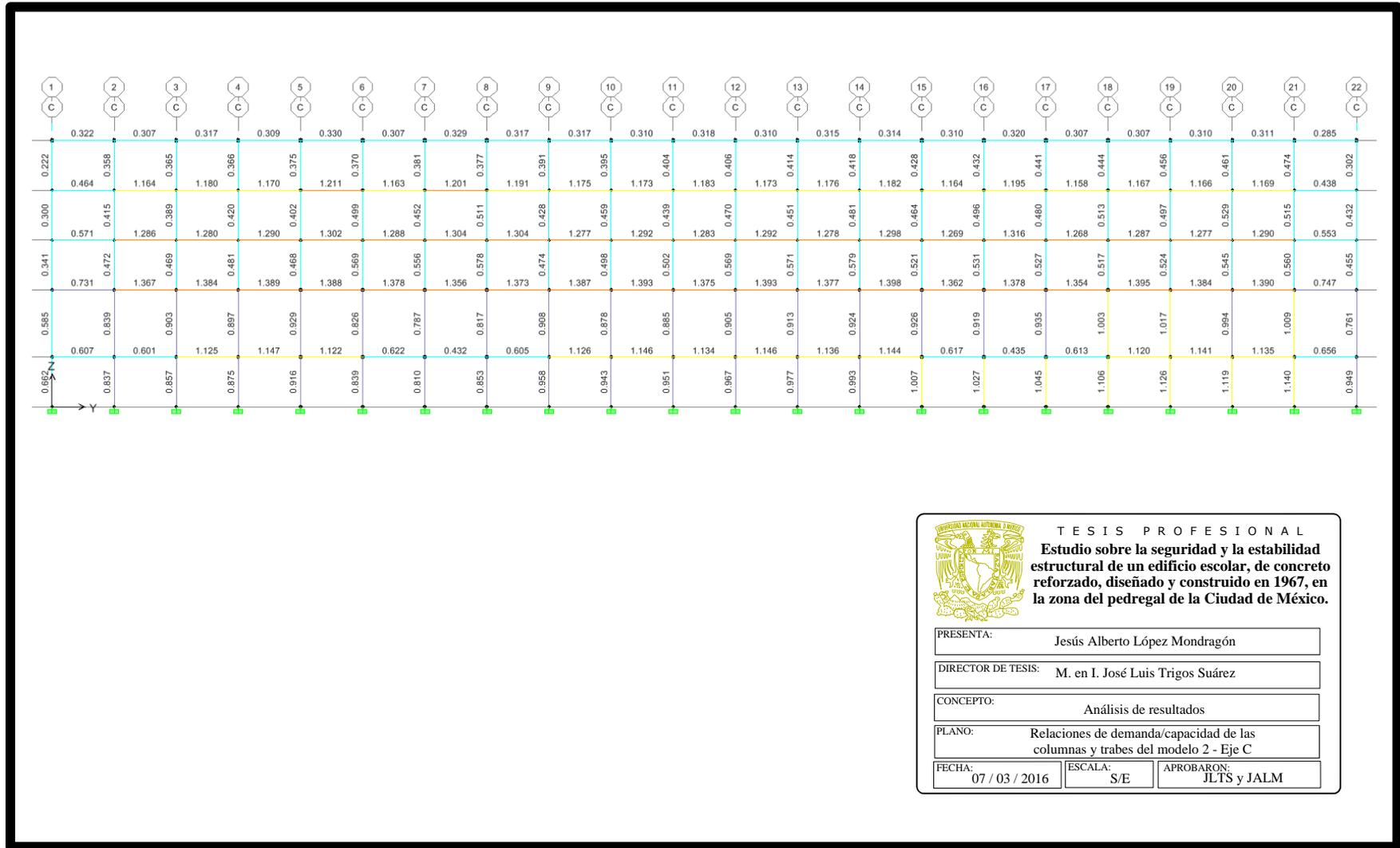


**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez
CONCEPTO:	Análisis de resultados
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las columnas y traveses del modelo 2 - Eje B
FECHA:	07 / 03 / 2016
ESCALA:	S/E
APROBARON:	JLTS y JALM

## ESTADO LÍMITE DE FALLA - MODELO 2

**Figura 3.16** Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y traveses del modelo 2 - Eje C





TESIS PROFESIONAL  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA: Jesús Alberto López Mondragón

DIRECTOR DE TESIS: M. en I. José Luis Trigos Suárez

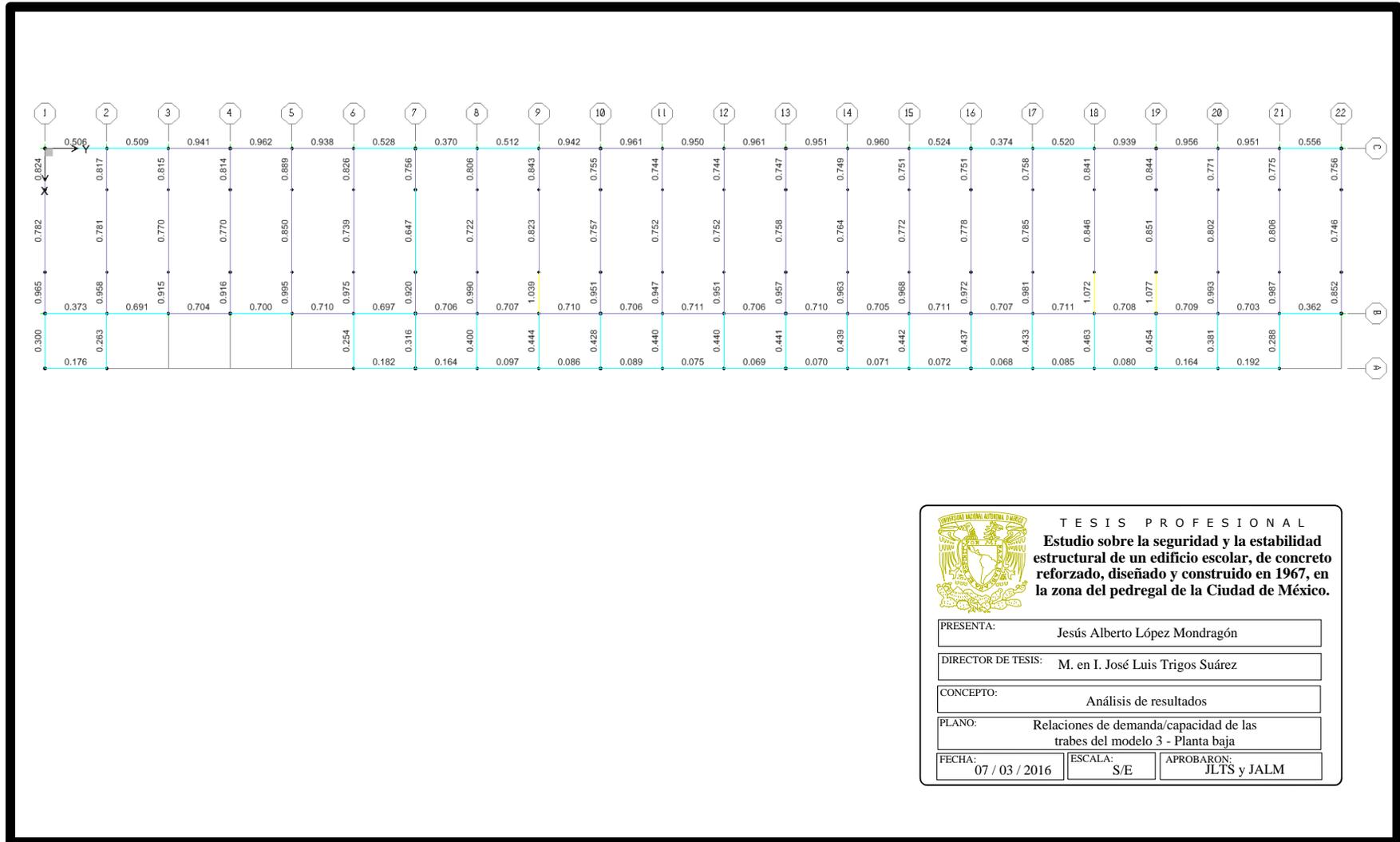
CONCEPTO: Análisis de resultados

PLANO: Relaciones de demanda/capacidad de las columnas y traveses del modelo 2 - Eje C

FECHA: 07 / 03 / 2016 ESCALA: S/E APROBARON: JLTS y JALM

### 3.2.3 MODELO 3: RCDF-2004-ASDME

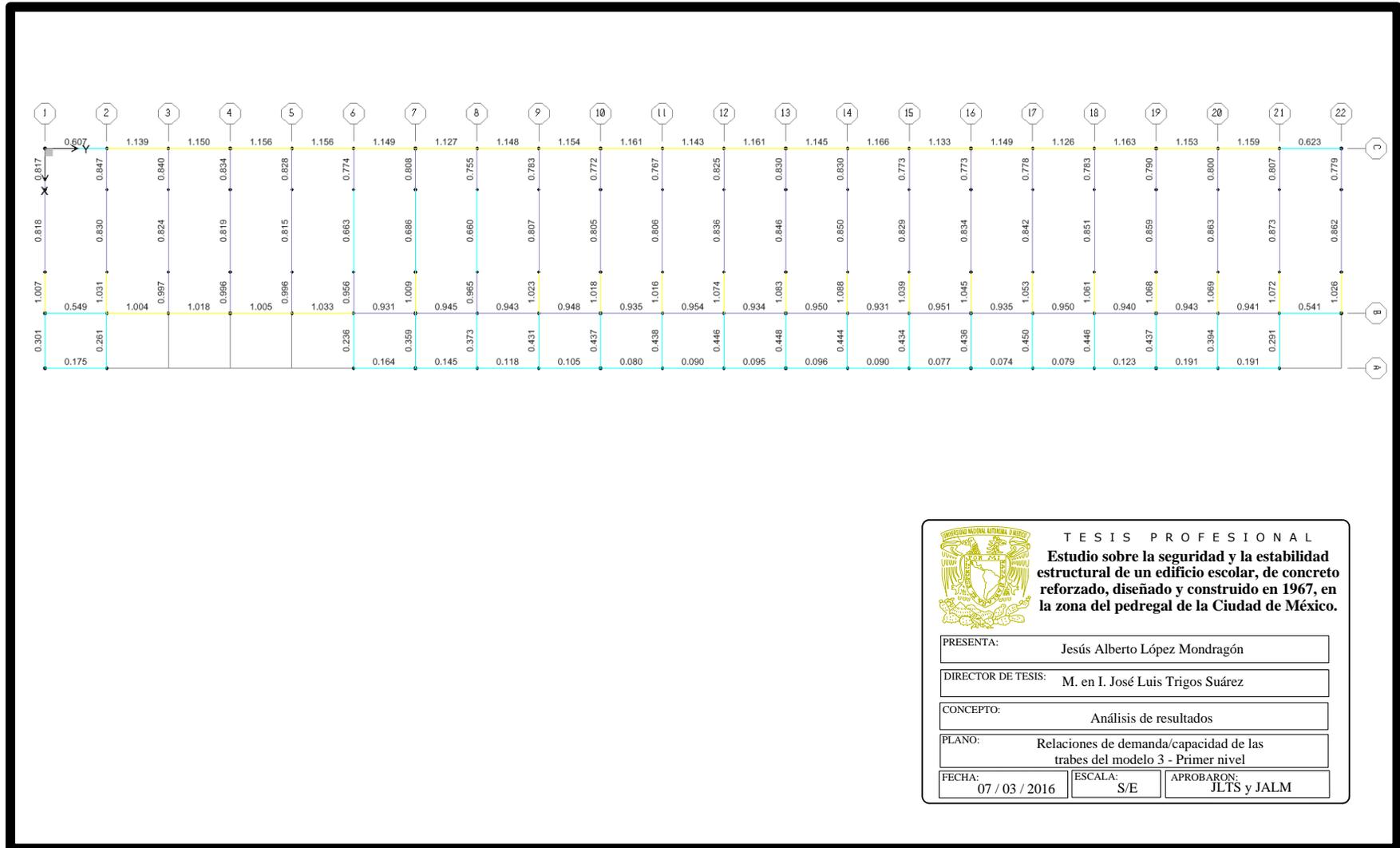
**Figura 3.17** Relaciones de demanda - capacidad de las traves de modelo 3 - Planta baja




**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón	
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez	
CONCEPTO:	Análisis de resultados	
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traves del modelo 3 - Planta baja	
FECHA:	07 / 03 / 2016	ESCALA: S/E APROBARON: JLTS y JALM

**Figura 3.18** Relaciones de demanda - capacidad de las traves de modelo 3 - Primer nivel

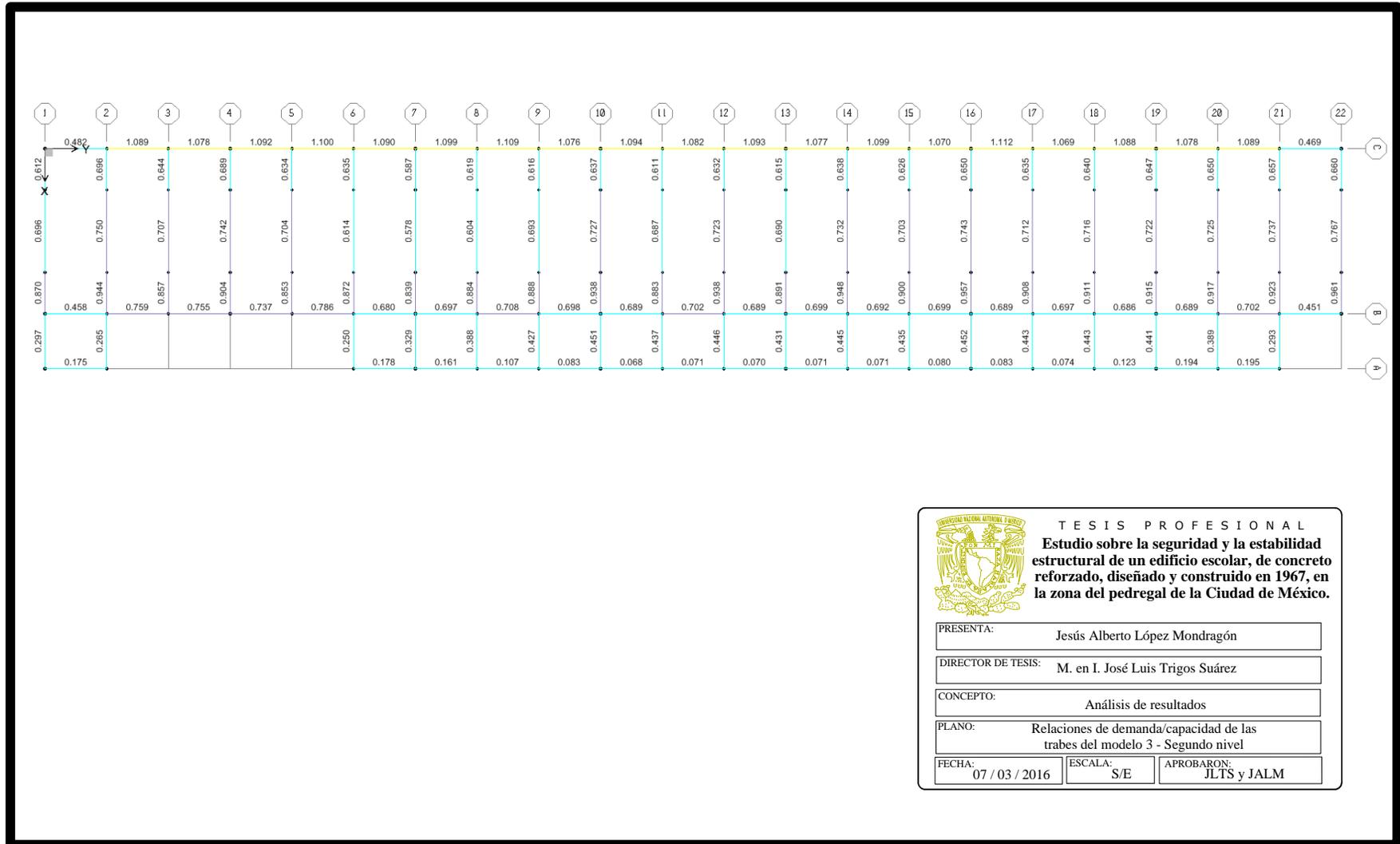




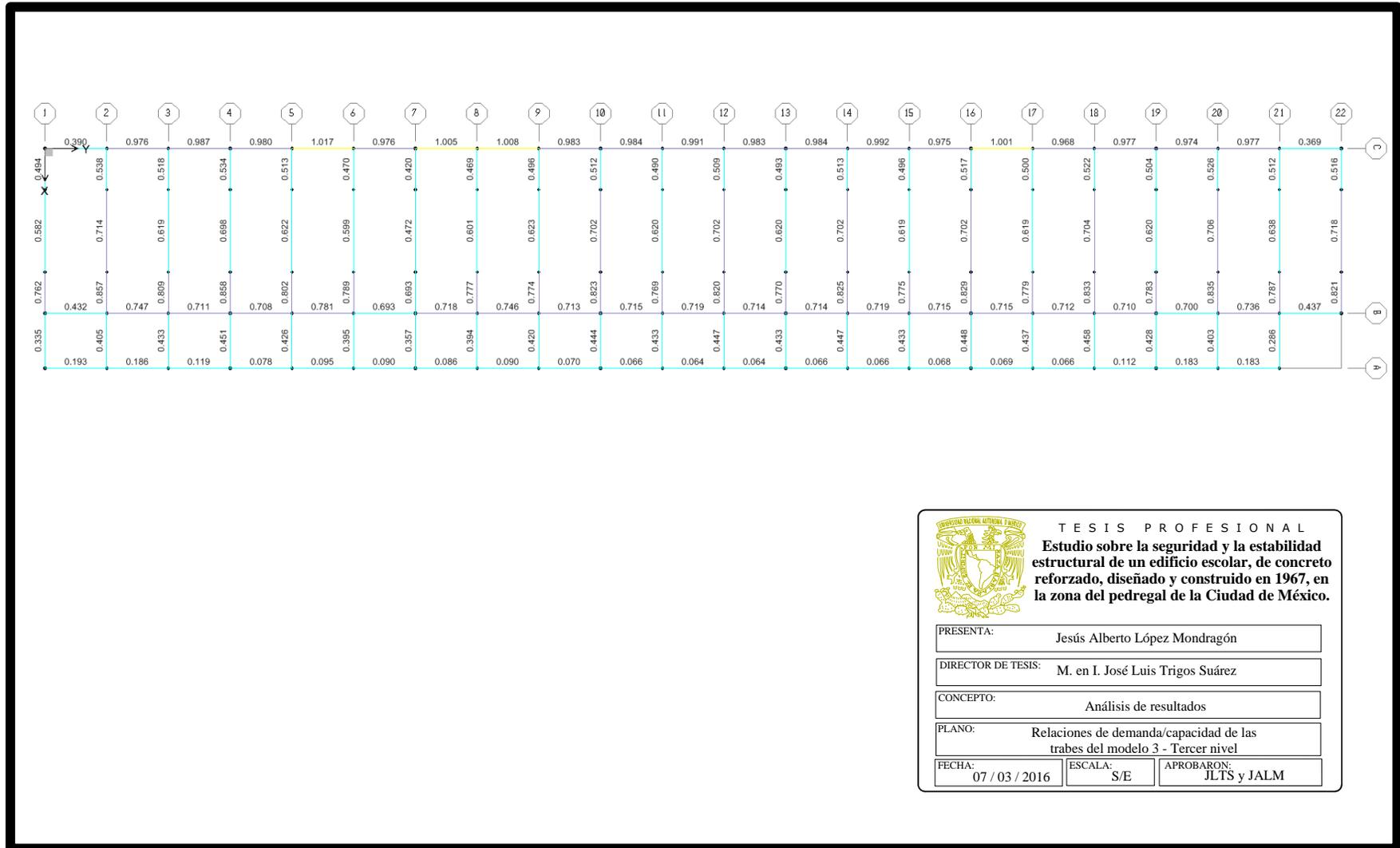
**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón	
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez	
CONCEPTO:	Análisis de resultados	
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traves del modelo 3 - Primer nivel	
FECHA:	07 / 03 / 2016	ESCALA: S/E
	APROBARON: JLTS y JALM	

**Figura 3.19** Relaciones de demanda - capacidad de las traves de del modelo 3 - Segundo nivel



**Figura 3.20** Relaciones de demanda - capacidad de las traveses del modelo 3 - Tercer nivel



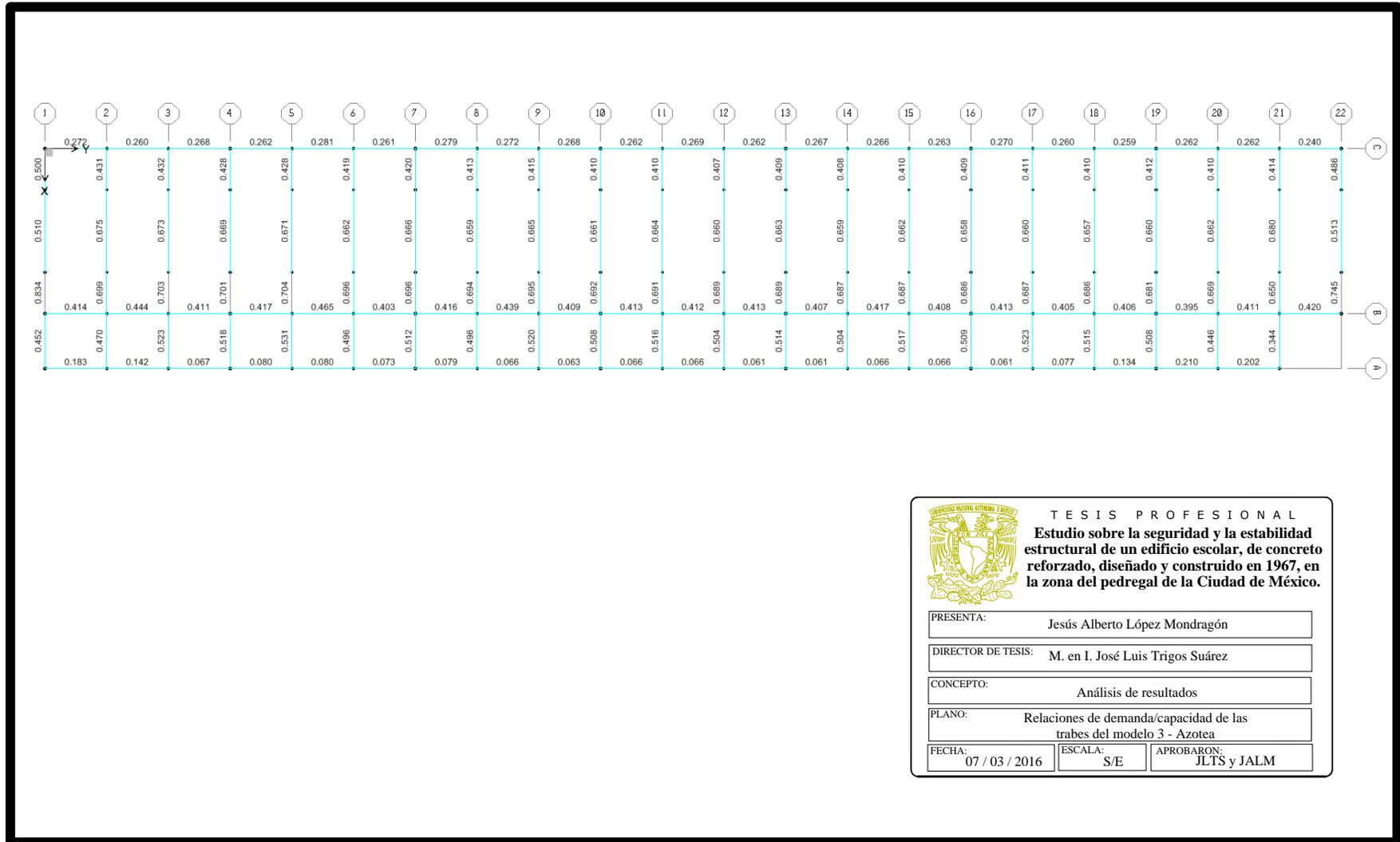
TESIS PROFESIONAL

**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez
CONCEPTO:	Análisis de resultados
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traveses del modelo 3 - Tercer nivel
FECHA:	07 / 03 / 2016
ESCALA:	S/E
APROBARON:	JLTS y JALM

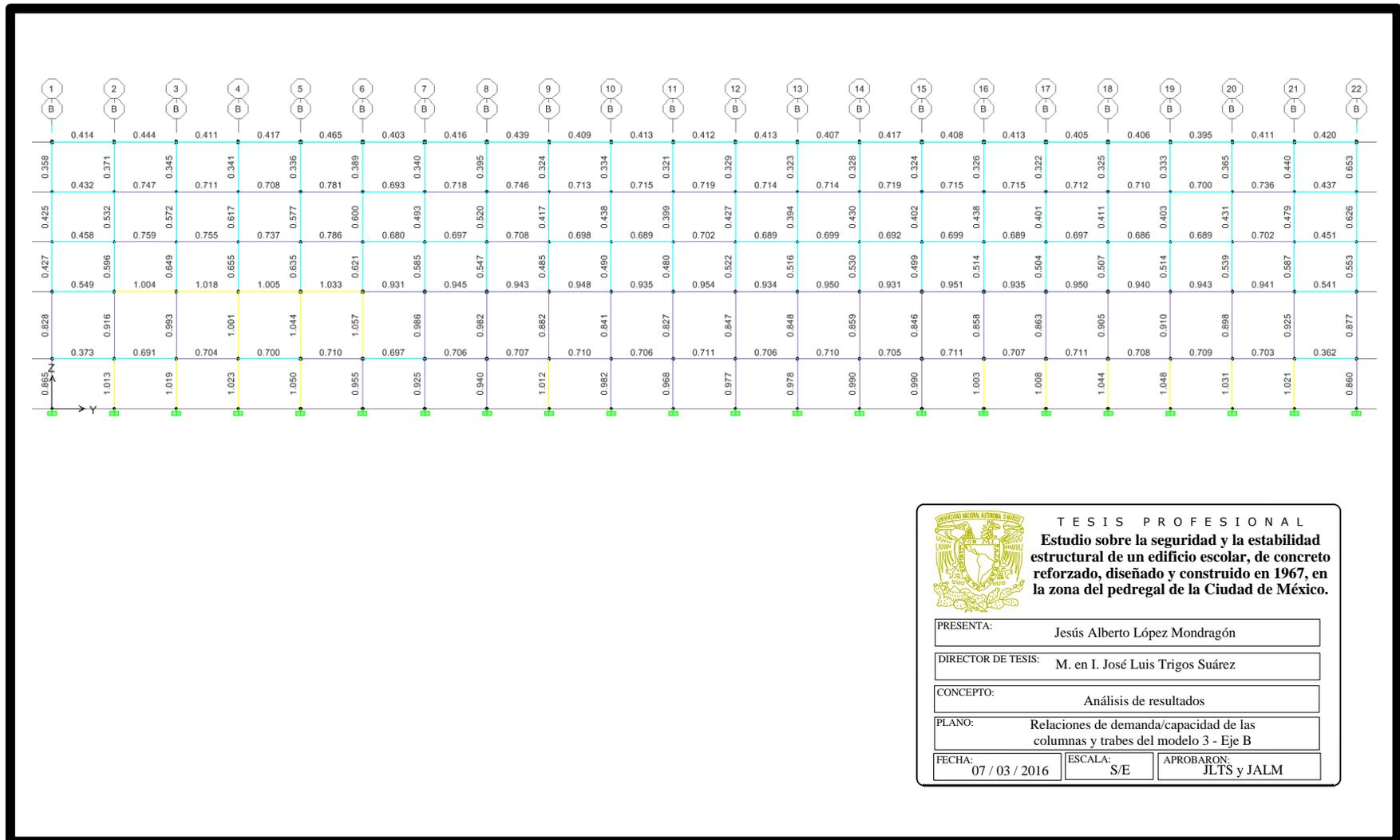
## ESTADO LÍMITE DE FALLA - MODELO 3

**Figura 3.21** Relaciones de demanda - capacidad de las traveses del modelo 3 - Azotea

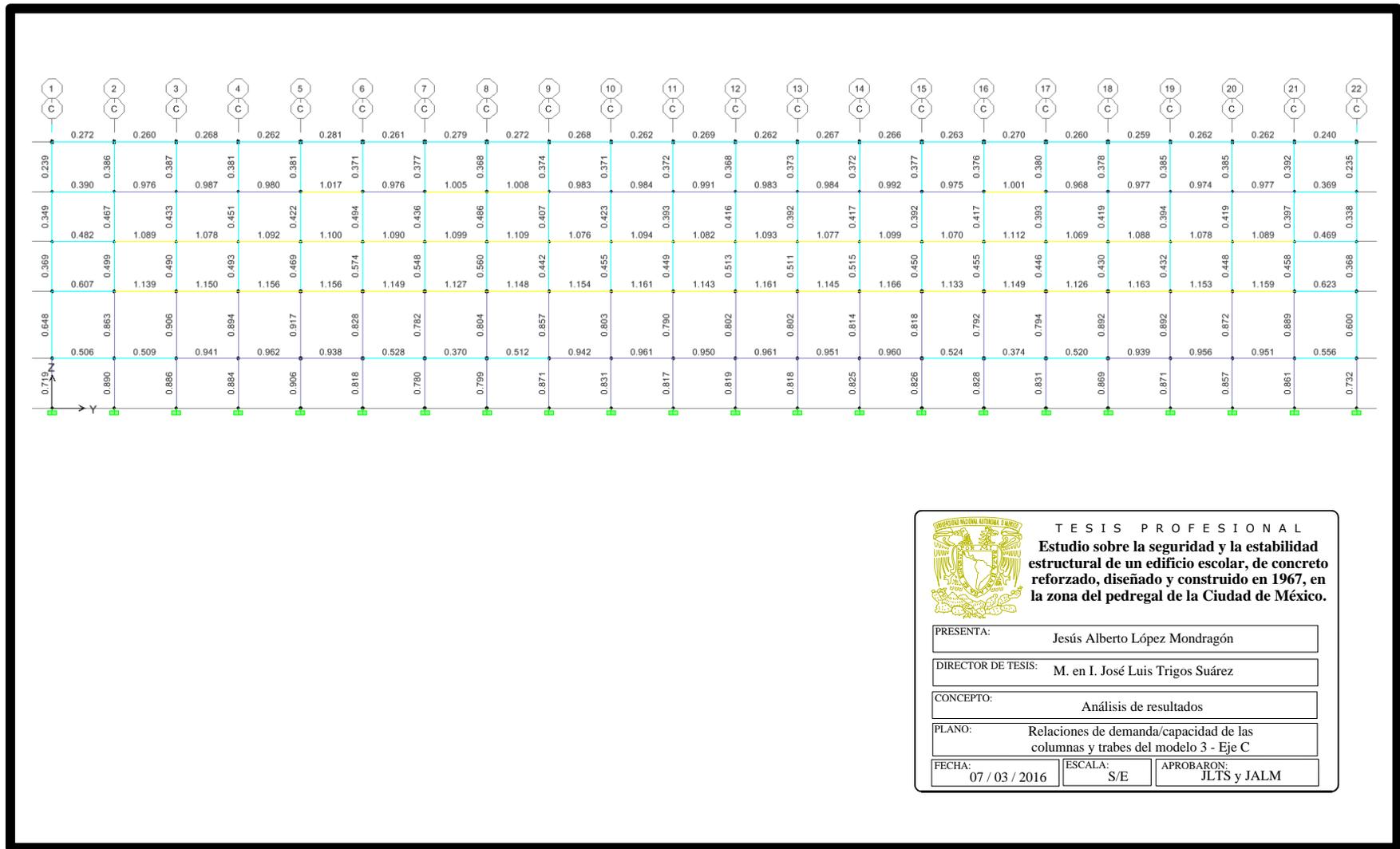


<b>TESIS PROFESIONAL</b> <b>Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.</b>		
PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón	
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez	
CONCEPTO:	Análisis de resultados	
PLANO:	Relaciones de demanda/capacidad de las traveses del modelo 3 - Azotea	
FECHA:	ESCALA:	APROBARON:
07 / 03 / 2016	S/E	JLTS y JALM

**Figura 3.22** Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y traveses del modelo 3 - Eje B



**Figura 3.23** Relaciones de demanda - capacidad de las columnas y traves del modelo 3 - Eje C




**TESIS PROFESIONAL**  
**Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.**

PRESENTA:

DIRECTOR DE TESIS:

CONCEPTO:

PLANO:

FECHA: 
 ESCALA: 
 APROBARON:

### 3.2.4 RESUMEN COMPARATIVO DE LOS 3 MODELOS ANALÍTICOS

En esta sección se muestran tablas e imágenes que permiten comparar los resultados de la revisión del estado límite de falla para los tres modelos de análisis.

Las tablas presentadas a continuación contienen el número de elementos que se encuentra en cada rango diferenciando entre trabes y columnas, además de incluir información sobre el piso y el eje en el que se encuentran, es importante aclarar que la columna denominada “#” correspondiente al renglón de ejes, comprende los ejes del 1 al 22.

En la *figura 3.24* se muestran representaciones isométricas de los resultados de los tres modelos, que de acuerdo con el código de colores, ofrece una percepción a grandes rasgos de los resultados para cada modelo.

**M O D E L O 1**

		T R A B E S															C O L U M N A S																
MÁXIMA CAPACIDAD DEMANDADA		0% - 70%				70% - 100%				100% - 120%				120% - 150%			Más de 150%				0% - 70%		70% - 100%		100% - 120%		120% - 150%		Más de 150%				
EJE		A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	B	C	B	C	B	C	B	C	B	C		
NIVEL	PB	16	21	21	69				15													22	22										
	N1	16	21	21	69				15													22	22										
	N2	16	21	21	61				23													22	22										
	N3	20	21	21	58				29													22	22										
	AZ	20	21	21	86				1													22	22										
PORCENTAJE DE ELEMENTOS		88.54%				11.46%				0.00%				0.00%			0.00%				100.00%		0.00%		0.00%		0.00%		0.00%				
PORCENTAJE ACUMULADO		88.54%				100.00%				100.00%				100.00%			100.00%				100.00%		100.00%		100.00%		100.00%						

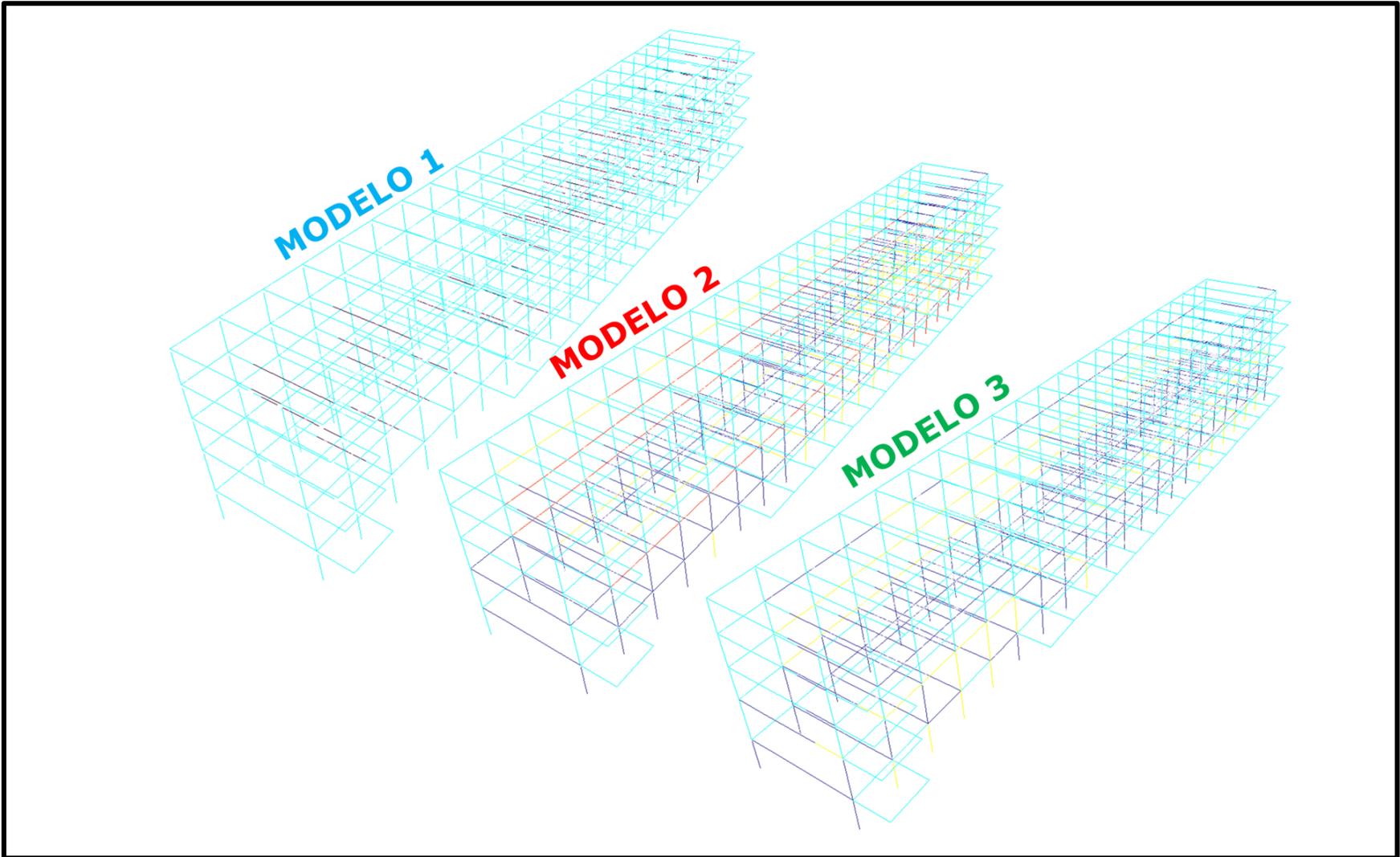
**M O D E L O 2**

		T R A B E S															C O L U M N A S														
MÁXIMA CAPACIDAD DEMANDADA		0% - 70%				70% - 100%				100% - 120%				120% - 150%			Más de 150%				0% - 70%		70% - 100%		100% - 120%		120% - 150%		Más de 150%		
EJE		A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	B	C	B	C	B	C	B	C	B	C
NIVEL	PB	16	2	9	19		19		40			12	21				4						1	7	14	9	7	6			
	N1	16	2	2	19				33				19	19	19	13						1	1	15	18	6	3				
	N2	16	2	2	31		12		41		7		12				19					22	22								
	N3	20	2	2	55		18		32		1	17		2								22	22								
	AZ	20	21	21	72				15													22	22								
PORCENTAJE DE ELEMENTOS		48.20%				29.01%				12.29%				10.50%			0.00%				61.36%		24.55%		11.36%		2.73%		0.00%		
PORCENTAJE ACUMULADO		48.20%				77.21%				89.50%				100.00%			100.00%				61.36%		85.91%		97.27%		100.00%		100.00%		

**M O D E L O 3**

		T R A B E S															C O L U M N A S														
MÁXIMA CAPACIDAD DEMANDADA		0% - 70%				70% - 100%				100% - 120%				120% - 150%			Más de 150%				0% - 70%		70% - 100%		100% - 120%		120% - 150%		Más de 150%		
EJE		A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	A	B	C	#	B	C	B	C	B	C	B	C	B	C
NIVEL	PB	16	5	9	19		16	12	62				3											11	22	11					
	N1	16	2	2	21		15		46		4	19	17									2		19	20	3					
	N2	16	2	14	47			7	37			19										22	22								
	N3	20	2	4	58		15	17	29		4											22	22								
	AZ	20	21	21	82				5													22	22								
PORCENTAJE DE ELEMENTOS		54.83%				36.05%				9.12%				0.00%			0.00%				60.91%		32.73%		6.36%		0.00%		0.00%		
PORCENTAJE ACUMULADO		54.83%				90.88%				100.00%				100.00%			100.00%				60.91%		93.64%		100.00%		100.00%		100.00%		

**Figura 3.24** Comparación de las relaciones de demanda—capacidad de los 3 modelos



# CAPÍTULO 4

## EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

---

## ***CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO***

En este capítulo se presentan de una manera muy breve y simplista los principios para entender el concepto de desempeño de una estructura, así como la metodología para su determinación, porque la información al respecto es muy amplia en diversas fuentes y no se considera necesario abundar sobre dicha teoría en este trabajo. El principal objetivo de este capítulo es la aplicación de un método estático no lineal en el edificio en estudio, y la interpretación de los resultados obtenidos, los cuales se presentan detalladamente.

En los reglamentos de diseño modernos, en lo referente a la resistencia ante sismos, tradicionalmente se considera una sollicitación sísmica de una magnitud determinada, la cual debe ser resistida por la estructura sin llegar a su colapso, sin embargo, a lo largo de la vida de una construcción, ocurren sismos de distintas intensidades, los cuales producen diferentes niveles de daño, mismos que pueden estimarse analizando la capacidad de una estructura y la demanda a la que está siendo sometida, determinando un punto de desempeño.

El RCDF – 2004 y sus NTC's especifican que la intensidad de las acciones accidentales considerada para el diseño corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años.

El concepto de desempeño puede aplicarse a estructuras existentes o aquellas que se van a construir, ofreciendo en ambos casos ventajas importantes. En el caso de una obra que se esté diseñando, mediante la utilización del diseño basado en el desempeño, pueden buscarse objetivos específicos de acuerdo con las necesidades propias del proyecto, por ejemplo, evaluando la conveniencia de que para sismos de una intensidad determinada, los daños esperados podrán repararse posteriormente, sin llegar al colapso de la estructura, sean preferibles económicamente a la posibilidad de diseñar la estructura de manera que pueda resistir la acción sísmica dentro del rango elástico de manera global, lo cual en muchos casos resulta ineficiente. La aplicación del análisis del desempeño sobre estructuras existentes brinda información amplia de su comportamiento global.

### **4.1 NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL**

El documento FEMA 356, "*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*", (*Disposiciones y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios*) define los siguientes niveles de desempeño discretos para los elementos estructurales.

**Ocupación Inmediata** - *Immediate Occupancy (S-1)*: Es el nivel en el cual el daño posterior a un terremoto es muy pequeño, la rigidez y la resistencia de la estructura ante acciones verticales y laterales permanecen prácticamente como estaban antes del evento. El riesgo de amenaza a la vida por falla estructural es insignificante y el edificio es seguro para su ocupación.

**Seguridad de vida** - *Life safety (S-3)*: Se define como el estado posterior a un terremoto en el que ha ocurrido un daño significativo en la estructura, sin embargo, aún hay elementos resistentes contra el colapso. Los componentes estructurales principales no fallan. Se puede esperar que sean necesarias reparaciones estructurales grandes antes de volver a ocupar el edificio, en ocasiones es posible que la reparación no sea viable económicamente.

**Prevención de Colapso** - *Collapse prevention (S-5)*: El daño posterior a un evento sísmico deja a la estructura en un estado al borde del colapso parcial o total. Ha ocurrido daño sustancial en la estructura, incluyendo una importante disminución de la resistencia y la rigidez de los sistemas resistentes ante fuerzas laterales, se presentan grandes deformaciones laterales permanentes y, en menor medida disminución de capacidad ante cargas verticales. No obstante, todos los componentes significativos para soportar cargas gravitacionales deben seguir cargando dichas acciones. Hay un riesgo importante de accidentes debido a la posibilidad de que caigan escombros. La reparación de la estructura puede ser inviable técnica y/o económicamente, no es seguro reocupar el edificio, ya que una réplica podría inducir el colapso.

**No considerado** - *Not considered (S-6)*: No es un nivel de desempeño, sino que simplemente engloba las rehabilitaciones de edificios que no toman en cuenta el desempeño de una estructura.

Adicionalmente a los niveles descritos anteriormente, los cuales son de naturaleza discreta, existen dos niveles intermedios:

**Control de daño** - *Damage control (S-2)*: Diseñar para este nivel de desempeño puede ser deseable para minimizar el tiempo de reparación y el tiempo de interrupción de la operación del edificio, como una medida de proteger equipo y contenido valioso, o para preservar características históricas importantes cuando el costo de diseño para el nivel de ocupación inmediata es excesivo.

**Seguridad limitada** - *Limited safety (S-4)*: Simplemente se define como aquel daño posterior a un terremoto que se encuentra entre los niveles S-3 y S-5.

## 4.2 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

Se distinguen fundamentalmente dos tipos de análisis no lineales distintos, el procedimiento dinámico no lineal y el procedimiento estático no lineal.

El procedimiento dinámico no lineal (NDP por sus siglas en inglés) es el más sofisticado y que por tal motivo permite obtener de manera más realista la respuesta de una estructura ante la acción de un sismo específico, sin embargo, el procedimiento estático no lineal (NSP por sus siglas en inglés) permite obtener resultados que dan buena idea del comportamiento de una estructura ante cargas laterales incrementales de una manera mucho más sencilla que el NDP.

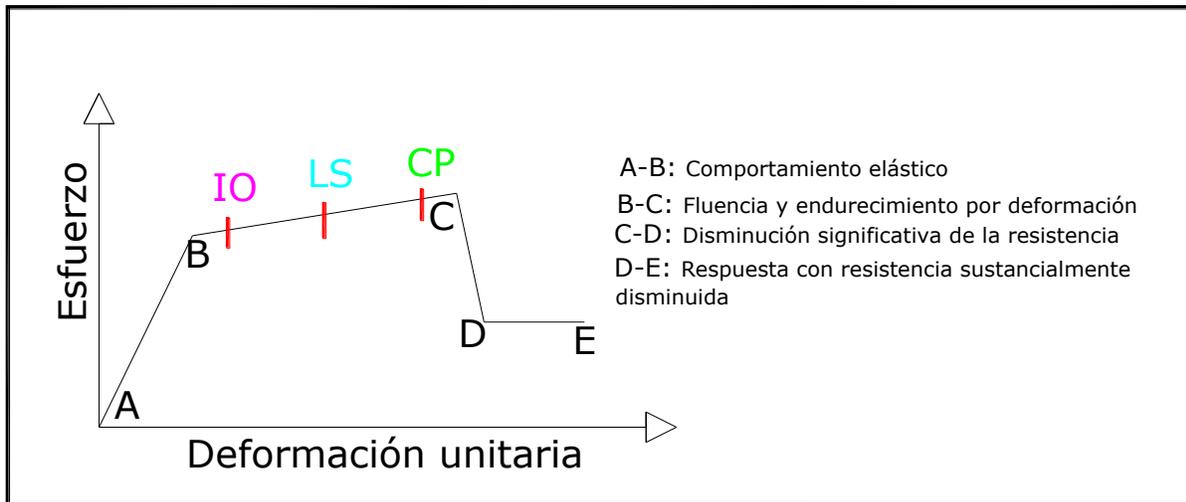
Los principios y criterios de aceptación del NSP y NDP son muy similares, la principal excepción es que la respuesta de la estructura en el método dinámico es calculada a partir de un acelerograma que representa el movimiento del suelo, por tal motivo, los resultados obtenidos de dicho análisis son muy sensibles a las características de cada uno de los movimientos del suelo. En el NSP es necesario establecer un desplazamiento objetivo en un nodo de control de la estructura, mientras que en el NDP, el desplazamiento alcanzado depende del acelerograma para el cual se efectúa el análisis.

## 4.3 ARTICULACIONES PLÁSTICAS

La capacidad global de una estructura depende de cada uno de sus elementos individuales, en algunos elementos, conforme las fuerzas laterales sobre la estructura se incrementan, se alcanza su límite elástico y gradualmente se forman articulaciones plásticas, dando lugar a una significativa reducción de la rigidez, y una consecuente redistribución de esfuerzos, bajo un comportamiento inelástico, dichos efectos son considerados en la obtención de la curva de capacidad, por lo que se obtiene información de la estructura analizada cuando incursiona en rangos inelásticos en diversas zonas y elementos.

Para realizar un análisis no lineal es necesario considerar el comportamiento inelástico de los materiales por medio de la asignación de articulaciones plásticas o zonas de comportamiento inelástico en los elementos. El fenómeno de plastificación puede observarse de una manera clara en un diagrama de esfuerzo – deformación unitaria, típico de un elemento sometido a fuerza axial en tensión y, que representa similarmente el mismo fenómeno que ocurre con la relación de momento – rotación, en el caso de flexión, en la *figura 4.1* se muestra dicho diagrama.

**Figura 4.1** Comportamiento de los elementos al modelar articulaciones plásticas



En las tablas 6-7 y 6-8 del documento FEMA 356 se detallan los parámetros necesarios para modelar las articulaciones plásticas en elementos de concreto reforzado, vigas y columnas respectivamente, en donde es importante destacar que se describen valores de los ángulos de rotación de las articulaciones plásticas para definir el nivel de desempeño en que se encuentran (IO, LS o CP), diferenciando dichos valores para elementos primarios y secundarios. Los parámetros para modelar las condiciones de las articulaciones plásticas, además dependen de la acción que rige la plastificación de los elementos, siendo frecuentemente la flexión, como es el caso de la estructura que se analiza en este trabajo.

#### 4.4 CURVA DE CAPACIDAD

Una curva de capacidad es la representación gráfica que muestra la relación que existe entre la fuerza cortante en la base de una estructura con el desplazamiento en un punto de control, comúnmente ubicado en el techo o en el último nivel superior, en la azotea. Para la obtención de dicha curva, se considera la respuesta de la estructura ante patrones de cargas laterales que van incrementando gradualmente su magnitud hasta que la estructura tenga un desplazamiento determinado en el nodo de control o se llegue al colapso inminente de la estructura.

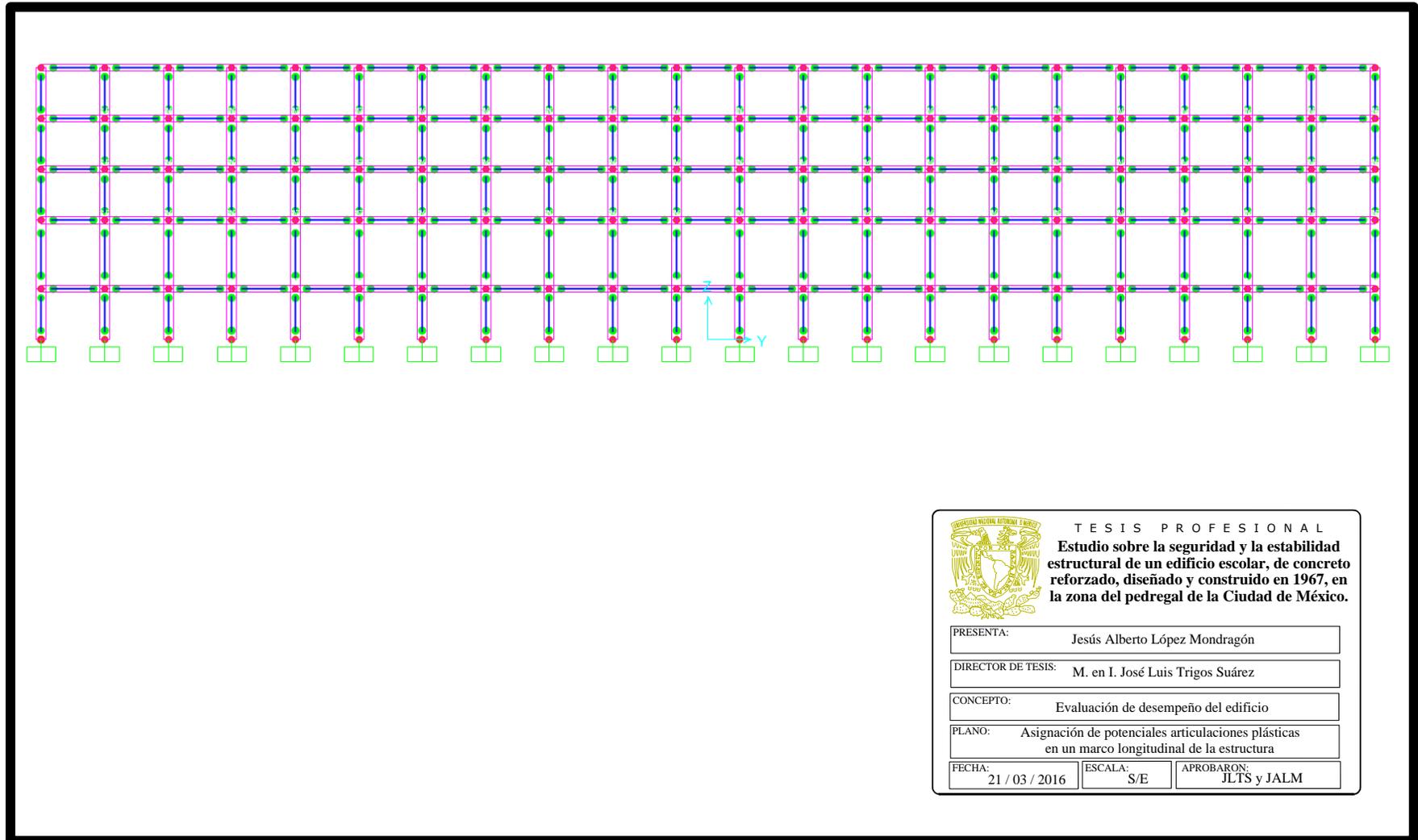
## 4.5 ANÁLISIS PUSHOVER DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Para efectuar un análisis "pushover" al edificio en estudio, de acuerdo con lo descrito en el capítulo, el procedimiento que se siguió fue el siguiente:

1. Asignación de potenciales articulaciones plásticas en la estructura. En la *figura 4.2* se presenta dicho paso, aplicado en uno de los marcos de la estructura.
2. Definición de cargas de tipo gravitacional para ser analizadas de manera no lineal mediante el programa de cómputo. En el análisis, este tipo de cargas permanecerá constante en su magnitud, se tomó igual a la que se empleó para analizar el edificio de acuerdo con el reglamento de 2004, para las combinaciones que incluyen acciones accidentales, es decir, la carga muerta más la carga viva instantánea, cada una de ellas con un factor unitario.
3. Definición de cargas laterales para ser analizadas de manera no lineal. Se definieron dos casos de carga, uno para cada dirección de análisis (transversal y longitudinal), a diferencia de las combinaciones de carga descritas en el capítulo 2, donde se consideraba que las fuerzas sísmicas afectaban simultáneamente a la estructura, en una dirección con el 30% de su magnitud y en la otra con el 100%, para realizar el análisis "pushover", se consideraron los efectos aislados en cada dirección. Las cargas laterales son incrementales en su magnitud, y se aplican a partir del estado de carga gravitacional descrito en el punto anterior, el patrón de cargas laterales que se empleó para efectuar el análisis, es el que resultó del ASEE. La magnitud máxima de cada una de las cargas laterales se define de manera indirecta al establecer un desplazamiento que debe ser alcanzado en un nodo de la estructura que, como se mencionó, se ubica en la azotea.
4. Obtención de varios valores que relacionan la fuerza cortante en la base con el desplazamiento del nodo de control, cada uno de esos pares de valores debe satisfacer condiciones de equilibrio, considerando la redistribución de esfuerzos que se origina con la aparición de las articulaciones plásticas. Al unir dichos puntos se obtiene la curva de capacidad.

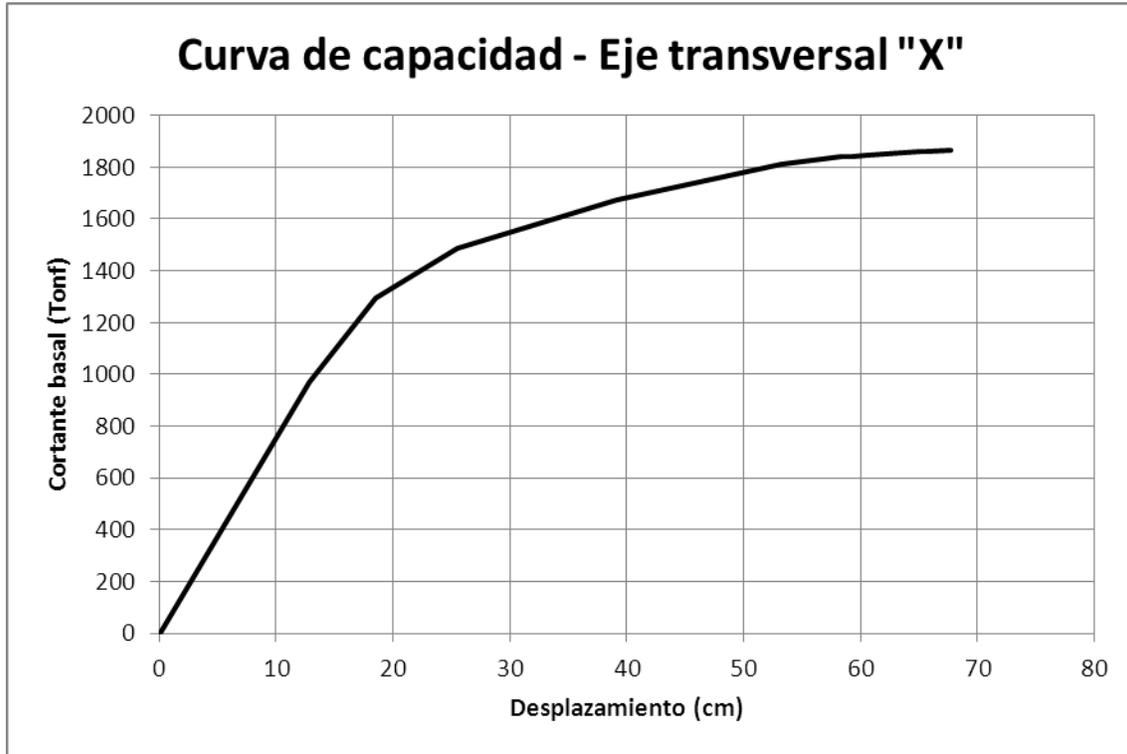
En las siguientes páginas se presentan los resultados del análisis para cada dirección, se muestran los pasos de carga, con las articulaciones plásticas formadas en cada uno de ellos, así como el nivel de desempeño en que se encuentran, además de la curva de capacidad y una tabla con los valores de cada paso de carga.

**Figura 4.2** Asignación de potenciales articulaciones plásticas en un marco longitudinal de la estructura



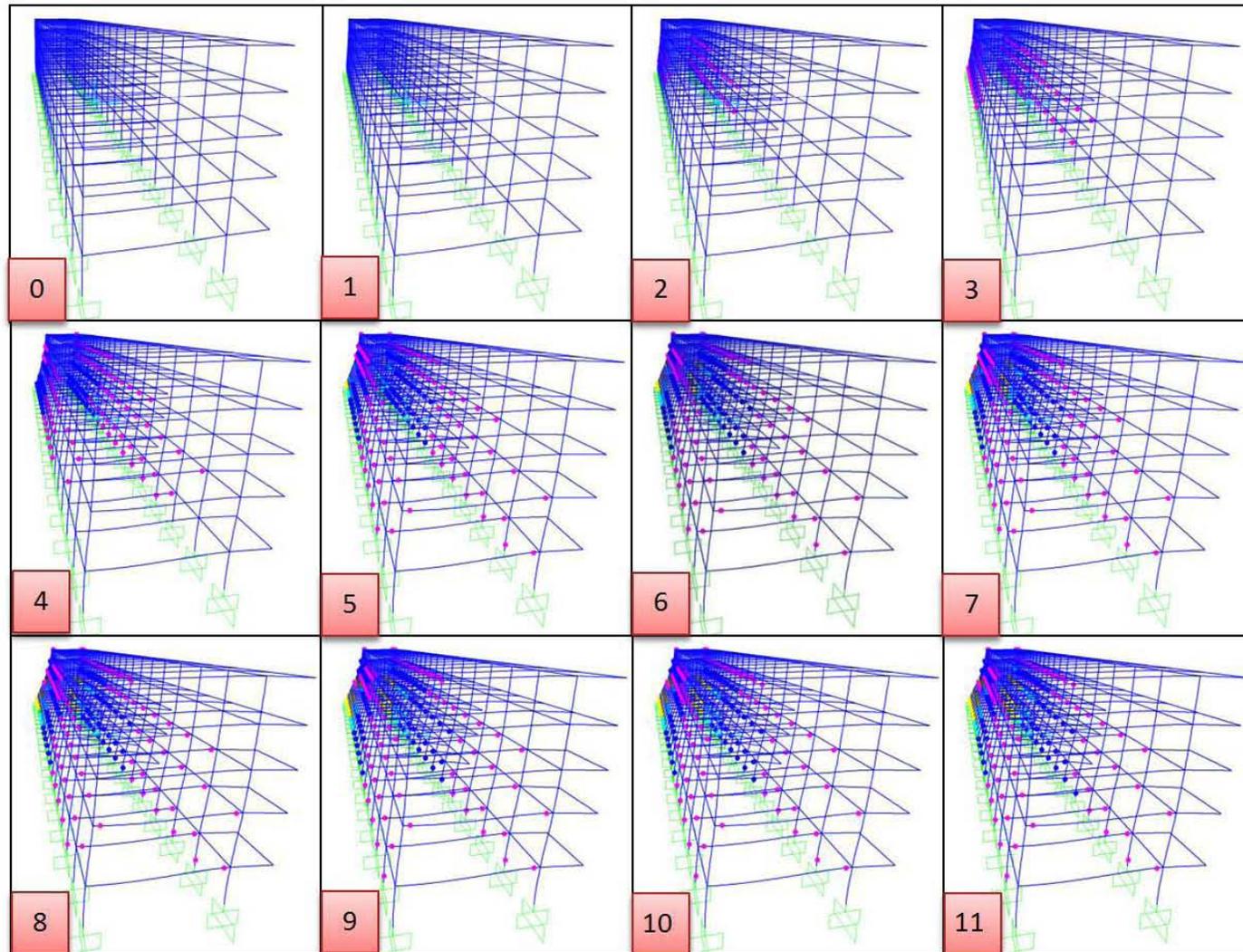
		
T E S I S   P R O F E S I O N A L		
<b>Estudio sobre la seguridad y la estabilidad estructural de un edificio escolar, de concreto reforzado, diseñado y construido en 1967, en la zona del pedregal de la Ciudad de México.</b>		
PRESENTA:	Jesús Alberto López Mondragón	
DIRECTOR DE TESIS:	M. en I. José Luis Trigos Suárez	
CONCEPTO:	Evaluación de desempeño del edificio	
PLANO:	Asignación de potenciales articulaciones plásticas en un marco longitudinal de la estructura	
FECHA:	ESCALA:	APROBARON:
21 / 03 / 2016	S/E	JLTS y JALM

#### 4.5.1 ANÁLISIS PUSHOVER EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL "X"

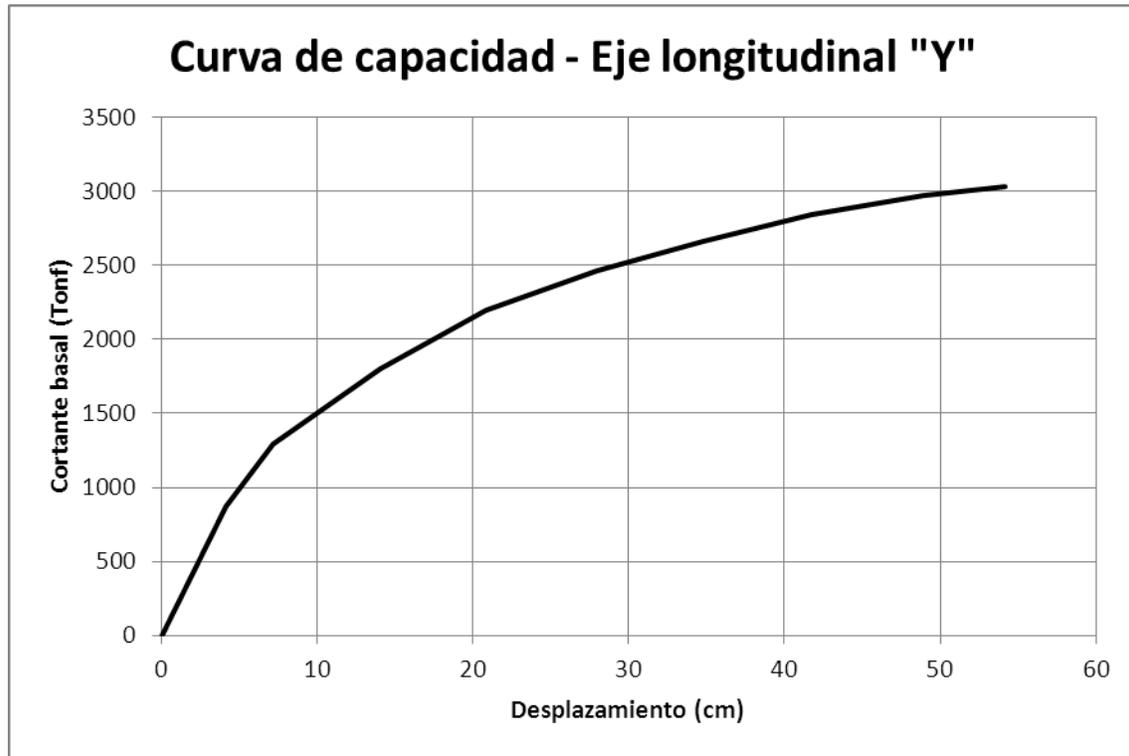


Pushover - Dirección transversal "X"									
Paso	Desplazamiento cm	Cortante basal Tonf	Número de componentes en el rango						
			A - B	B - IO	IO - LS	LS - CP	CP - C	C-D	D-E
0	0.044284	0	1080	0	0	0	0	0	0
1	12.886069	971.294	1079	1	0	0	0	0	0
2	18.516692	1295.6932	1021	59	0	0	0	0	0
3	25.54806	1486.4596	966	114	0	0	0	0	0
4	39.169993	1675.8143	905	116	59	0	0	0	0
5	53.240006	1811.7831	845	133	71	22	0	9	0
6	58.302079	1840.0602	835	130	71	20	0	24	0
7	59.388491	1843.3228	830	132	71	21	0	26	0
8	60.409167	1847.9212	828	134	69	19	1	29	0
9	65.146782	1860.4705	819	129	74	19	0	39	0
10	65.628987	1860.2817	815	131	76	18	0	40	0
11	67.769638	1864.2646	812	132	72	20	0	44	0

**Figura 4.3** Pasos de carga - Pushover en la dirección transversal "X"

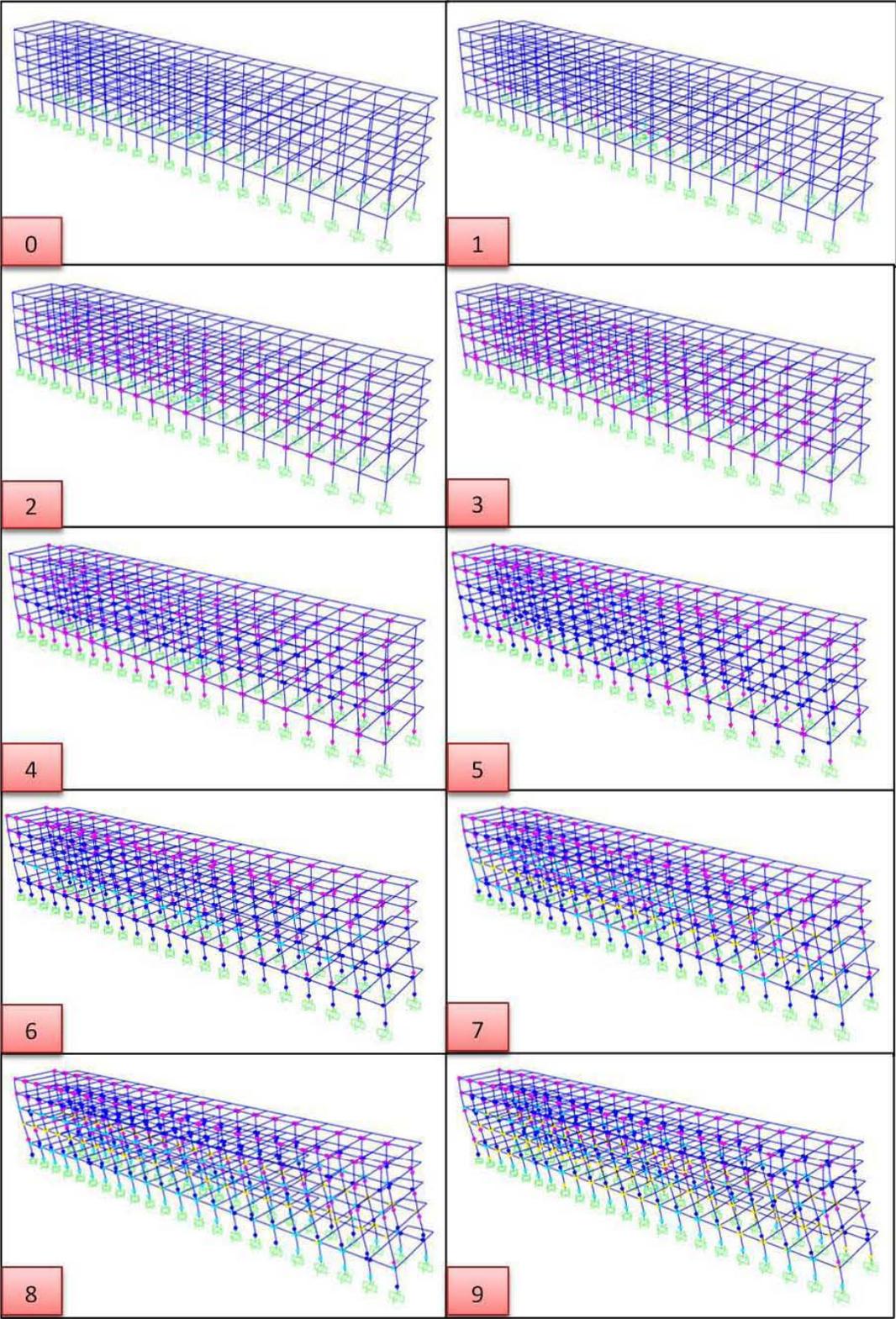


#### 4.5.2 ANÁLISIS PUSHOVER EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL "Y"



Pushover - Dirección longitudinal "Y"									
Paso	Desplazamiento cm	Cortante basal Tonf	Número de componentes en el rango						
			A - B	B - IO	IO - LS	LS - CP	CP - C	C-D	D-E
0	0.023108	0	1080	0	0	0	0	0	0
1	4.143479	871.0904	1070	10	0	0	0	0	0
2	7.157004	1292.3564	837	243	0	0	0	0	0
3	14.032609	1803.4122	754	326	0	0	0	0	0
4	20.814083	2197.2782	683	299	98	0	0	0	0
5	27.940132	2460.3334	570	262	248	0	0	0	0
6	34.761312	2665.8332	535	225	259	61	0	0	0
7	41.731473	2842.0051	494	227	212	86	0	61	0
8	48.907459	2967.6429	468	179	190	152	0	91	0
9	54.184989	3036.3853	466	142	189	129	0	154	0

**Figura 4.4** Pasos de carga - Pushover en la dirección longitudinal "Y"

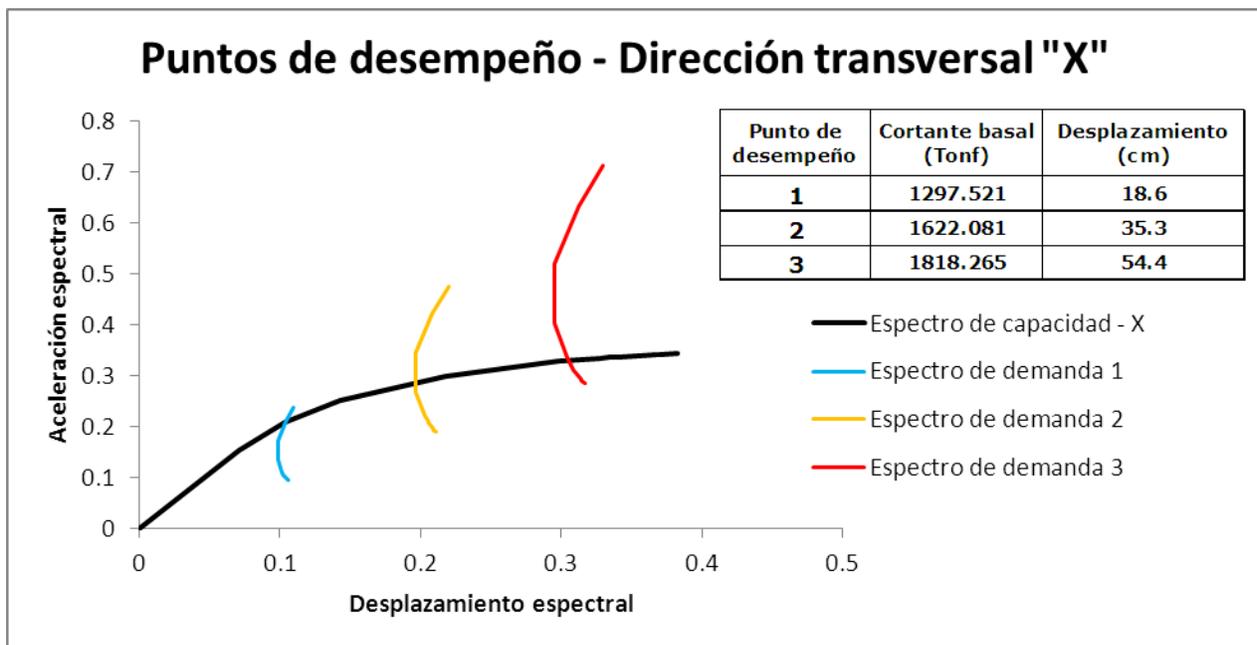


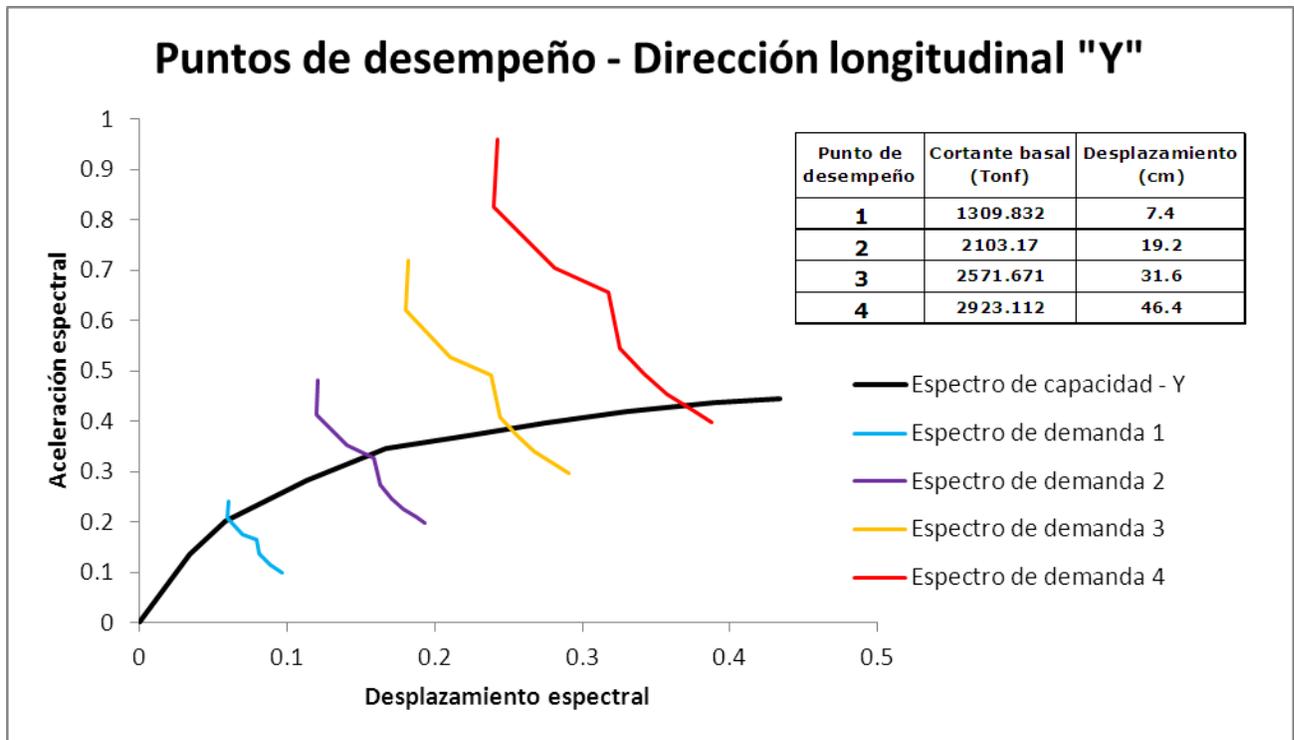
## 4.5 PUNTO DE DESEMPEÑO

Uno de los métodos más empleados para encontrar el punto de desempeño de una estructura ante una demanda específica consiste en la transformación de las curvas de capacidad en espectros de capacidad, y por parte de la demanda, los espectros de diseño sísmico que relacionan la aceleración espectral con distintos periodos de vibración son convertidos a espectros que relacionan la aceleración espectral con un desplazamiento espectral sobre la estructura analizada.

En el caso de los espectros de demanda para realizar el análisis estático no lineal, difieren del espectro de diseño descrito en el capítulo 2, ya que en dicho espectro se había considerado una reducción de los valores de las ordenadas debido al denominado factor de comportamiento sísmico  $Q'$ , el cual representa un índice de la ductilidad que puede desarrollar una estructura, sin embargo, debido a que dichas consideraciones de ductilidad están incluidas en un análisis no lineal, los espectros de demanda utilizados para encontrar un punto de desempeño no incluyen la reducción mencionada.

Para encontrar la respuesta de la estructura se tomó como base el espectro presentado en el capítulo 2 (espectro inelástico), pero sin considerar el factor  $Q'$  (espectro elástico) y además, se realizó el análisis considerando los valores de sus ordenadas aumentados dos, tres y cuatro veces su magnitud.





Para los 4 niveles de demanda considerados, tomando como base los puntos de desempeño, las curvas de capacidad y los respectivos pasos de carga, se puede observar que la estructura se comportaría de manera parecida a como se describe a continuación:

**Demanda 1:** En cualquier dirección se formarían las primeras articulaciones plásticas en traveses, en mayor medida si ocurriera en la dirección longitudinal Y.

**Demanda 2:** Algunas articulaciones entrarían en el nivel de *Ocupación Inmediata* y se comenzarían a presentar articulaciones en las columnas, en cualquier dirección, principalmente si ocurriera en la dirección transversal X.

**Demanda 3:** En la dirección X muchos elementos perderían la capacidad de resistir esfuerzos, y el edificio podría colapsar fácilmente. En la dirección Y habrían articulaciones en la mayoría de elementos, y algunas vigas en donde se formaron las primeras articulaciones entrarían al nivel de *Prevención de Colapso*.

**Demanda 4:** En la dirección Y un gran número de elementos disminuirían sustancialmente su capacidad para resistir esfuerzos y el edificio podría colapsar

## ***CONCLUSIONES***

En el capítulo 3 de este trabajo se obtuvieron indicadores del comportamiento de la estructura en estudio ante condiciones de servicio y condiciones máximas de falla esperadas, para las cuáles, cuando se realiza un proyecto estructural, se verifica su cumplimiento a fin de garantizar que una construcción tendrá un buen comportamiento a lo largo de su vida.

Es de suma importancia señalar que existe una diferencia sustancial entre las disposiciones del RCDF-1966 y el RCDF-2004, se trata de la intensidad de acción sísmica de diseño, esa diferencia es tan significativa que para fines prácticos bien puede atribuírsele toda la divergencia en los resultados, sin dejar de lado que para el análisis de las distorsiones de entrepisos, correspondiente al estado límite de servicio, el nivel de cumplimiento es muy similar de acuerdo con ambos reglamentos, debido a la mayor restricción por parte del RCDF-1966.

La revisión del cumplimiento de las condiciones de servicio en cuanto a los desplazamientos laterales relativos de entrepisos no fue satisfactoria, es aceptable en el sentido longitudinal del edificio, lo cual es algo positivo, pues es en ese sentido del edificio donde hay más elementos incapaces de soportar esfuerzos, como son las ventanas. Las derivas en el sentido transversal del edificio alcanzan valores elevados, a pesar de que se empleó un módulo de elasticidad mayor a los que se siguieren en los reglamentos, sin embargo es muy probable que si se efectúan las correspondientes pruebas de laboratorio, se obtenga un valor aún mayor, se recomienda efectuar las pruebas pertinentes, como por ejemplo, ensayar núcleos de concreto extraídos del edificio, antes de considerar realizar otras acciones.

De acuerdo con el RCDF-1966 el resultado para el estado límite de falla, que es por supuesto una mejor medida de la seguridad que el estado límite de servicio, muestra un cumplimiento total de los elementos de la estructura, de los cuales, la gran mayoría presenta un superávit de resistencia, con respecto a la demanda de diseño, el cual es importante comentar, que a pesar de que se presenta en un grado similar en los elementos del edificio, no es tan deseable como podría pensarse, pues limita la capacidad de la estructura para incursionar de manera global en un comportamiento inelástico, dando lugar a un diseño sismorresistente poco eficiente. En el modelo de análisis con base en el RCDF-1966, en términos generales, la combinación de cargas que representa una mayor demanda para el edificio es aquella que considera valores máximos para cargas gravitatorias, y los elementos más demandados son las vigas en el sentido transversal del edificio.

El resultado para el estado límite de falla con base en el RCDF-2004 difiere ampliamente del análisis con base a las disposiciones vigentes cuando se construyó el edificio, pues hay un gran número de elementos que tienen un déficit de resistencia en relación a la máxima demanda ejercida por alguna de las combinaciones de carga de diseño, especialmente en el modelo analítico que consideró fuerzas sísmicas estáticas equivalentes. La mayor parte de elementos con resistencia deficiente son las trabes de los ejes B y C, para aquellas combinaciones que involucran el 100% de la acción sísmica en la dirección paralela al eje longitudinal del edificio, sin embargo es necesario resaltar que para el análisis no se consideró la porción de losa, que experimentalmente se sabe contribuye a la resistencia de las vigas.

La evaluación de desempeño de la estructura mostró que para una acción sísmica muy parecida a la que se indica para el diseño estructural en el RCDF-2004 (*demanda 1*), la resistencia de algunos elementos es excedida, ocasionando alteraciones permanentes, es decir, la formación de articulaciones plásticas, sin embargo, esta no es una consecuencia muy grave ni mucho menos alarmante, pues en tales elementos se redistribuirían los esfuerzos sin que estos perdieran la capacidad de soportarlos, de hecho, de manera global, la estructura aún tendría capacidad para resistir demandas sísmicas mucho mayores, como se describe en el capítulo 4, también es muy importante señalar que para ese nivel de demanda el mecanismo de falla que se presentaría es bueno, ya que las articulaciones se formarían únicamente en trabes.

La seguridad de la estructura tiene un buen nivel, sobre todo si se considera que el proyecto se realizó con base en requisitos bastante menores a los actuales, y en una época en la que tanto las herramientas tecnológicas como los materiales eran muy limitadas en comparación con la actualidad, las fallas que podrían ocurrir en los elementos no son del tipo frágil, lo cual es un aspecto muy positivo, y en general, con el análisis del capítulo 4 se puede concluir que para que ocurra el colapso del edificio realmente tendría que presentarse un terremoto de magnitud grande.

En el caso de querer mejorar la seguridad del edificio, se sugiere en primer lugar hacer pruebas de laboratorio, ya que es muy probable que las propiedades reales del concreto, principalmente el módulo de elasticidad y la resistencia mecánica a la compresión sean mayores a las consideradas, pudiendo tener efectos importantes sobre el comportamiento de la estructura. También, con la finalidad de tener resultados más precisos que los presentados en este trabajo, se recomienda verificar la influencia en rigidez y resistencia de los elementos no estructurales.

## ***BIBLIOGRAFÍA***

1. Applied Technology Council. (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California.
2. Bazan, E. y Meli, R. (2001). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.
3. Computers & Structures, Inc. (s.f.). *Manual de Aplicación del Programa SAP2000 v14*. CSI.
4. Computers and Structures. (2005). *Manual de ETABS 9*. Berkeley, California: CSI.
5. Federal Emergency Management Agency, American Society of Civil Engineers. (2000). *FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: FEMA and ASCE.
6. Gobierno del Distrito Federal. (1966). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. México: Diario oficial del Distrito Federal.
7. Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. México: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
8. Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. México: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
9. Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. México: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
10. González Cuevas, O. (2011). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. México: Limusa.
11. Meli, R. (2001). *Diseño Estructural*. México: Limusa.