



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CAMPUS I



DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO  
REFORZADO CONSIDERANDO DIFERENTES CRITERIOS  
PARA DEFINIR LA RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS  
ELEMENTOS ESTRUCTURALES

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**  
**(CONSTRUCCIÓN)**

PRESENTA:

**Ing. Heriberto Villafuerte Altúzar** (MATRICULA: PS1305)

DIRECTOR DE TESIS:

**Dr. Eber Alberto Godínez Domínguez**

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.

Noviembre de 2019.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



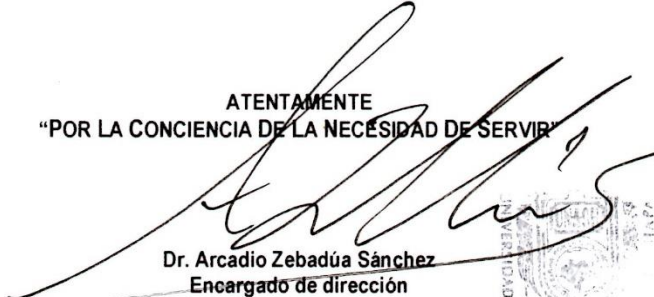
Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.  
24 de octubre de 2019.  
Oficio No. F.I.01.0882/19.

Ing. Heriberto Villafuerte Altúzar  
Alumno de la Maestría en Ingeniería con  
Formación en Construcción  
Universidad Autónoma de Chiapas  
Presente:

Por este medio comunico a usted, que se autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: **"Diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando diferentes criterios para definir la rigidez efectiva de los elementos estructurales"** para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del grado.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE  
"POR LA CONCIENCIA DE LA NECESIDAD DE SERVIR"

  
Dr. Arcadio Zebadúa Sánchez  
Encargado de dirección

  
DIRECCIÓN DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

C.c.p. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinadora de Investigación y Posgrado. Facultad de Ingeniería.  
C.c.p. M.I. Fredy Humberto Caballero Rodríguez. Coordinador de la Maestría en Ingeniería. Facultad de Ingeniería.  
C.c.p. Archivo/minutario  
AZS/DEC/amj

Tels. (961) 617-80-00 ext. 1560. (961) 615-03-22. [www.ingenieria.unach.mx](http://www.ingenieria.unach.mx)

Boulevard Belisario Domínguez Km 1081 Sin Número | Terán Tuxtla Gutiérrez Chiapas México C.P. 29050 | [www.unach.mx](http://www.unach.mx)



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS**  
SECRETARÍA ACADÉMICA  
DIRECCIÓN DE DESARROLLO BIBLIOTECARIO



Código: FO-113-09-05
Revisión: 0

**CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.**

El (la) suscrito (a) Heriberto Villafuerte Altúzar,  
Autor (a) de la tesis bajo el título de "Diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando diferentes criterios para definir la rigidez efectiva de los elementos estructurales,"  
presentada y aprobada en el año 20 19 como requisito para obtener el título o grado de Maestro en Ingeniería (construcción), autorizo a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH), a que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos para que contribuya a la divulgación del conocimiento científico, tecnológico y de innovación que se produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 11 días del mes de septiembre del año 20 20.

  
Nombre y firma del Tesista o Tesistas  
Heriberto Villafuerte Altúzar

Boulevard Belisario Domínguez Km 1081, Sin Número, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas México. CP.29050 Teléfono (961) 615 55 04 y (961) 615 13 21 [www.biblioteca.unach.mx](http://www.biblioteca.unach.mx) [aruro.sanchez@unach.mx](mailto:aruro.sanchez@unach.mx)



## Agradecimientos

A mi tutor el Dr. Eber Alberto Godínez Domínguez, por permitirme formar parte de su equipo de trabajo, y por brindarme en todo momento el apoyo durante mis estudios de posgrado de forma desinteresada, por la paciencia y dedicación que siempre mostro para lograr esta meta tan importante en mi carrera profesional.

Al M. en I. Gabriel Sánchez Rodríguez por haber compartido sus conocimientos durante mis estudios de posgrado y tener en todo momento la disponibilidad de apoyar en mi formación profesional.

A mis sinodales, por sus valiosas aportaciones y comentarios basados en su experiencia, que al final enriquecen el contenido de este trabajo.

A mis padres que siempre insistieron que iniciara un estudio de posgrado para poder adquirir mayor conocimiento en mi área de trabajo, y dejarme siempre en claro que una buena inversión es la de superarse como profesionista.

A mis Hermanos por su apoyo incondicional, y por estar siempre al pendiente de esta meta que hoy concluyo.

A mi esposa y mi hija que siempre han compartido los triunfos y derrotas en mi vida, a ellas que siempre me brindan su apoyo incondicional y me dan la fortaleza por ser mejor cada día.

A Dios que siempre me dio la sabiduría para persistir en todas las situaciones difíciles durante mi estudio de posgrado y que me ilumina en todo momento en las decisiones de mi vida, conduciéndome siempre en el camino correcto.

***Heriberto Villafuerte Altúzar.***





## ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Objetivos y Alcances.....	2
1.4 Organización de la Tesis.....	3
<b>2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MARCOS PLANOS.....</b>	<b>4</b>
2.1 Introducción.....	4
2.2 Características de los modelos de marcos estructurales.....	4
2.3 Análisis de Cargas.....	5
2.4 Análisis Sísmico.....	6
2.5 Criterios generales de diseño.....	8
2.6 Criterios para determinar la rigidez efectiva en los elementos.....	9
2.7 Evaluación de marcos mediante la propuesta de las NTCC-04.....	13
2.8 Evaluación de marcos mediante la propuesta de las NTCC-17.....	16
2.9 Evaluaciones finales de acuerdo a las diferentes normativas.....	19
2.10 Diseño de elementos.....	21
2.10.1 Detalle del acero de refuerzo de las secciones transversales.....	22
<b>3. ANÁLISIS DE COSTOS DE OBRA DE MARCOS.....</b>	<b>28</b>
3.1 Introducción.....	28
3.2 Comparativa de costos de marcos estructurales asociados a la aplicación de las diferentes hipótesis para definir $EI_e$ .....	28
3.3 Criterios alternativos para determinar la rigidez efectiva a flexión.....	34
3.4 Evaluación de criterios alternativos para determinar las rigideces efectivas a flexión.....	37
<b>4. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS.....</b>	<b>47</b>
4.1 Introducción.....	47
4.2 Descripción general de los edificios estudiados.....	48
4.3 Análisis Sísmico.....	49
4.4 Criterios de análisis y diseño.....	50
4.5 Criterios para determinar la rigidez efectiva en los elementos.....	53
4.6 Diseño de los elementos estructurales.....	56
<b>5. ANÁLISIS DE COSTOS DE OBRA DE EDIFICIOS.....</b>	<b>65</b>





5.1 Introducción.....	65
5.2 Comparativa de costos de los edificios conforme a los requerimientos de las NTCC-04 y NTCC-17.....	65
<b>6. CONCLUSIONES</b> .....	70
<b>APÉNDICE A</b> .....	74
<b>APÉNDICE B</b> .....	105





# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura. 2.1 Planta y elevación de edificios en estudio.....	4
Figura. 2.2 Espectros de diseño elástico e inelástico ( $Q=2$ ) para zona II, $T_s= 0.75$ s. ....	8
Figura. 2.3 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados a estados límites de servicio para diferentes versiones de las NTC .....	11
Figura. 2.4 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso para diferentes versiones de las NTC.....	12
Figura. 2.5 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados a estados límites de servicio para diferentes versiones de las NTC .....	14
Figura. 2.6 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso para diferentes versiones de las NTC.....	15
Figura. 2.7 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados a estados límites de servicio para diferentes versiones de las NTC .....	17
Figura. 2.8 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso para diferentes versiones de las NTC.....	18
Figura. 2.9 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso con diferentes versiones de las NTC.....	20
Figura. 2.10 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas.....	22
Figura. 2.10 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas (continuación).....	23
Figura. 2.11 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	24
Figura. 2.11 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04 (continuación).....	25
Figura. 2.12 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	26
Figura. 2.12 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17 (continuación).....	27
Figura. 3.1 Comparativa de costos para marco de 3 niveles.....	29
Figura. 3.2 Comparativa de costos para marco de 6 niveles.....	30
Figura. 3.3 Comparativa de costos para marco de 9 niveles.....	31
Figura. 3.4 Comparativa de costos para marco de 12 niveles.....	32
Figura. 3.5 Comparativa de costos para marco de 15 niveles.....	33





Figura. 3.6 Criterio para la determinación de cargas axiales en columnas.....	38
Figura. 3.7 Factores de rigidez efectiva a flexión en elementos de acuerdo a Khuntia y Ghosh (2004) .....	39
Figura. 3.8 Criterio para la determinación de cargas axiales en columnas).....	40
Figura 3.9 Factores de rigidez efectiva a flexión en elementos de acuerdo a Elwood y Eberhard (2009).....	41
Figura. 3.10 Criterio para la determinación de cargas axiales en columnas).....	42
Figura 3.11 Factores de rigidez efectiva a flexión en elementos de acuerdo a Rodríguez y Restrepo (2012).....	43
Figura 3.12 Marco en estudio con la ubicación de los elementos estructurales.....	44
Figura 3.13 Comparativa de costos relativos de obra con diferentes propuestas en relación a las NTCC-04.....	45
Figura 4.1 Planta y alzado de edificios en estudio.....	49
Figura 4.2 Comparativa de los espectros de diseño por sismo conforme a las NTCDS-04 y NTCDS-17 para un periodo de sitio $T_s=1.188$ , $Q=2$ .....	50
Figura 4.3 Modelo matemático del edificio de 9 niveles.....	51
Figura 4.4 Verificación de la participación de las masas como lo indica las NTCDS-04 y NTCDS-17.....	51
Figura 4.5 Revisión de cortante basal conforme a las NTCDS-04 y NTCDS-17.....	53
Figura 4.6 Comparativa de distorsiones de entrepisos para el edificio de 6 niveles .....	54
Figura 4.7 Comparativa de distorsiones de entrepisos para el edificio de 9 niveles .....	54
Figura 4.8 Comparativa de distorsiones de entrepisos para el edificio de 12 niveles .....	55
Figura 4.9 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	57
Figura 4.10 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	58
Figura 4.10 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04 (continuación).....	58
Figura 4.11 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	60
Figura 4.12 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	61
Figura 4.13 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	62
Figura 4.13 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17 (continuación).....	63
Figura 4.14 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	64
Figura 5.1 Comparativa de costos relativos para el edificio de 6 niveles, asociados a las hipótesis de las NTCC-04 y NTCC-17.....	66







Figura 5.2 Comparativa de costos relativos para el edificio de 9 niveles, asociados a las hipótesis de las NTCC-04 y NTCC-17.....	67
Figura 5.3 Comparativa de costos relativos para el edificio de 12 niveles, asociados a las hipótesis de las NTCC-04 y NTCC-17.....	67
Figura. A.1 Detallado de armado de elementos del marco de 3 niveles con base a secciones gruesas.....	75
Figura. A.2 Detallado de armado de elementos del marco de 3 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	76
Figura. A.3 Detallado de armado de elementos del marco de 3 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	76
Figura. A.4 Detallado de armado de vigas del marco de 6 niveles con base a secciones gruesas.....	78
Figura. A.5 Detallado de armado de columnas del marco de 6 niveles con base a secciones gruesas.....	79
Figura. A.6 Detallado de armado de vigas del marco de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	80
Figura. A.7 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	81
Figura. A.8 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	82
Figura. A.9 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	83
Figura. A.10 Detallado de armado de vigas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas.....	84
Figura. A.11 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas.....	85
Figura. A.12 Detallado de armado de vigas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	86
Figura. A.13 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	87
Figura. A.14 Detallado de armado de vigas de marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	88
Figura. A.15 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	89
Figura. A.16 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a secciones gruesas.....	90
Figura. A.17 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a secciones gruesas.....	91
Figura. A.18 Detallado de armado de columnas del marco de 12 niveles con base a secciones gruesas.....	92
Figura. A.19 Detallado de armado de vigas de marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	93
Figura. A.20 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	94
Figura. A.21 Detallado de armado de columnas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	95
Figura. A.22 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	96
Figura. A.23 Detallado de armado de vigas de marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	97
Figura. A.24 Detallado de armado de columnas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	98
Figura. A.25 Detallado de armado de vigas del marco de 15 niveles con base a secciones gruesas.....	99
Figura. A.26 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 15 niveles con base a secciones gruesas.....	100





Figura. A.27 Detallado de armado de vigas del marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	101
Figura. A.28 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04....	102
Figura. A.29 Detallado de armado de vigas del marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	103
Figura. A.30 Detallado de armado de vigas y columnas de marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	104
Figura. B.1 Detallado de armado de columnas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	106
Figura. B.2 Detallado de armado de vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	107
Figura. B.3 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	108
Figura. B.4 Detallado de armado de columnas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	109
Figura. B.5 Detallado de armado de vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	110
Figura. B.6 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	111
Figura. B.7 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	112
Figura. B.8 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	113
Figura. B.9 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	114
Figura. B.10 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	115
Figura. B.11 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	116
Figura. B.12 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	117
Figura. B.13 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	118
Figura. B.14 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	119
Figura. B.15 Detallado de armado de columnas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	120
Figura. B.16 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	121
Figura. B.17 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	122
Figura. B.18 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.....	123
Figura. B.19 Detallado de armado de columnas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	124
Figura. B.20 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	125
Figura. B.21 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	126
Figura. B.22 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.....	127





# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Análisis de cargas en losa de azotea.....	5
Tabla 2.2 Análisis de cargas en losas de entrepiso.....	5
Tabla 2.3 Combinaciones de Cargas. ....	5
Tabla 2.4 Parámetros para la construcción de los espectros de diseño.....	8
Tabla. 2.5 Características dinámicas de los marcos planos. ....	10
Tabla. 2.6 Inercias efectivas a flexión de acuerdo a las diferentes normativas. ....	13
Tabla 2.7 Características dinámicas de los marcos (dimensionado basado en las NTCC-04).....	13
Tabla 2.8 Características dinámicas de los marcos (dimensionado conforme a las NTC-17).....	16
Tabla 2.9 Características dinámicas de los modelos finales con base a las diferentes normativas.....	19
Tabla 2.10 Secciones de los elementos en modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles de acuerdo a las diferentes normativas.....	21
Tabla 3.1 Inercias efectivas en vigas del marco de 12 niveles.....	33
Tabla 3.2 Cargas axiales, $P_u$ , en columnas.....	37
Tabla 3.3 Cargas axiales promedio $P_u$ en columnas.....	37
Tabla 3.4 Cargas axiales $P_u$ en columnas.....	40
Tabla 3.5 Cargas axiales promedio $P_u$ en columnas.....	40
Tabla 3.6 Cargas axiales $P_u$ en columnas.....	42
Tabla 3.7 Cargas axiales promedio $P_u$ en columnas.....	42
Tabla 3.8 Tabla de secciones en los elementos considerando las tres propuestas.....	44
Tabla. 4.1 Cambios relevantes de las NTC-17 en relación con las NTC-04. ....	47
Tabla 4.2. Comparativa de los parámetros para la definición de los espectros de diseño por sismo conforme a las NTCDS-04 y NTCDS-17. ....	50
Tabla. 4.3 Características dinámicas de los edificios.....	51
Tabla. 4.4 Revisión de cortante basal conforme a las NTCDS-04 y NTCDS-17.....	52
Tabla 4.5 Secciones de los elementos estructurales en edificios de 6, 9 y 12 niveles de acuerdo a las diferentes normativas.....	56





# Resumen

En esta tesis se evalúa el impacto económico derivado de la aplicación de la nueva propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-17). El estudio se divide en dos etapas:

En primera instancia, se evalúa específicamente el efecto de los cambios referentes al cálculo de rigideces efectivas a flexión ( $EI_e$ ) en elementos estructurales de concreto reforzado. Para tal fin, se analizaron y diseñaron modelos de marcos planos de diferentes elevaciones (3, 6, 9, 12 y 15 niveles) ubicados para su diseño en la zona de Transición de la Ciudad de México. Se consideraron las siguientes variantes en la definición de  $EI_e$ : 1) uso de secciones gruesas, 2) uso de las hipótesis de las NTCC-04 (2004), 3) uso de las hipótesis de las NTCC-17 (2017).

Como segunda etapa, se realizó una comparativa general de la influencia de los criterios de las Normas Técnicas del nuevo Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RCCDMX-17 2017) respecto a lo establecido en la versión anterior de las mismas normas (RCDF-04 2004) en el proceso de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado estructurados con base en marcos de concreto. Lo anterior permite tener un panorama general del impacto de los cambios en la definición del peligro sísmico y los diferentes requerimientos normativos en el proceso de diseño estructural y los costos de los edificios. En esta etapa se analizaron y diseñaron modelos de edificios de seis, nueve y 12 niveles ubicados en la zona III<sub>a</sub> de la Ciudad de México.

En ambas etapas, para la evaluación del impacto económico derivado de la aplicación de las diferentes hipótesis de diseño se definieron tres conceptos: a) costo asociado al concreto, b) costo asociado al acero de refuerzo y, c) costo asociado a la cimbra.





# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN.

### 1.1 Antecedentes.

Dentro del ámbito de la ingeniería estructural uno de los aspectos de mayor relevancia radica en la manera que deben calcularse las rigideces efectivas a flexión ( $EI_e$ ) de los elementos estructurales que conforman una estructura de concreto reforzado para realizar una estimación adecuada de la respuesta estructural. En diferentes despachos de diseño estructural hoy en día se siguen tomando diferentes criterios para la determinación de la rigidez efectiva a flexión, por ejemplo, en algunos casos se consideran secciones gruesas (como se especificaba previo a la aparición de las NTCC-04 2004) o criterios como los especificados en las NTCC-04 o NTCC-17, el ACI318-14, o los basados en la experiencia práctica y en recomendaciones de estudios analíticos y/o experimentales (Priestley 2003, Khuntia y Ghosh 2004). Evidentemente no existe un criterio específico y uniforme en el proceso de diseño estructural para la definición de  $EI_e$ .

Actualmente en las disposiciones de la nueva versión de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-17), se incluyen factores para el cálculo de las rigideces efectivas a flexión para los elementos estructurales inferiores a los especificados en la versión anterior de las normas (NTCC-04); es decir, se incluyen factores de rigidez en columnas donde  $EI_e=0.7EI_g$  y se mantiene en vigas el mismo factor para el cálculo de la rigidez que en la versión del 2004 ( $EI_e=0.5EI_g$ ).  $E$  representa, en general, el módulo de elasticidad del concreto,  $I_g$  el momento de inercia de la sección gruesa e  $I_e$  el momento de inercia efectivo. Como se observa, el criterio de las NTCC-17, al igual que el de otros códigos de diseño internacional (AC-318-14 2014, NZS-06 2006), se basa en el empleo de factores reductivos que afectan al momento de inercia grueso de la sección, manteniendo el valor de  $E$  constante.

Debido a que el considerar factores de agrietamiento (factores reductivos) en los elementos estructurales conlleva, en general, a un incremento de las secciones transversales para lograr una adecuada rigidez lateral en el sistema estructural, se tiene la percepción de que el empleo de dicho criterio incrementa los costos de construcción de manera significativa en las edificaciones. Por esta razón, se lleva a cabo este estudio con la finalidad de tener un mejor conocimiento y entendimiento del impacto económico que tienen el considerar, mediante diferentes criterios, el efecto del agrietamiento en los elementos estructurales (incluso no considerarlo) en el proceso de diseño y evaluar el costo-beneficio en las construcciones. Además, se presenta una comparativa directa de los diseños resultantes obtenidos con base en los criterios de las NTC-17 y las NTC-04.





## 1.2 Justificación.

En los despachos de ingeniería estructural hoy en día se han adoptado diferentes criterios para la consideración del agrietamiento en los elementos estructurales en edificios a base de marcos estructurales de concreto reforzado, con el fin de tener una estimación adecuada de la respuesta sísmica de los edificios.

Ante esta práctica que se tiene para el desarrollo de proyectos estructurales, específicamente para edificios de concreto reforzado, se considera necesario evaluar, de forma cuantitativa, las diferencias asociadas a la aplicación de diferentes criterios de diseño. Por esto, en este estudio se presenta una evaluación del impacto que se tiene tanto en el diseño estructural como en los costos de construcción derivado de los resultados de los diseños estructurales realizados conforme a diferentes criterios en la consideración de las rigideces efectivas, que son las más comunes dentro del campo de la ingeniería estructural. Dichos criterios van desde no considerar agrietamiento en los elementos estructurales (*secciones y rigideces gruesas*), y la aplicación de los factores para tomar en cuenta los efectos del agrietamiento que se indican en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) en su versión 2004 y 2017.

## 1.3 Objetivos y Alcances.

### 1.3.1. Objetivo general.

El objetivo general de esta tesis consiste en evaluar, mediante el diseño de sistemas bidimensionales y tridimensionales, el impacto en el proceso de diseño de los elementos estructurales y los costos de construcción asociados conforme a la aplicación de diferentes criterios para la definición de las rigideces efectivas a flexión en los elementos estructurales. Se consideraron los criterios siguientes: considerar secciones gruesas, las hipótesis de las NTCC-04 y las NTCC-17. Asimismo, evaluar el impacto que tienen los cambios especificados en las aún nuevas NTC-17 en relación a las NTC-04 en el diseño estructural de los elementos y los costos de construcción asociados.

### 1.3.2. Objetivos específicos.

- Diseñar modelos de marcos planos de diferentes elevaciones considerando diferentes criterios para definir la rigidez efectiva a flexión,  $EI_e$ .
- Evaluar el impacto en los costos de construcción asociados a los diseños estructurales basados en cada criterio, considerando tres conceptos que tienen mayor relevancia en el costo de construcción: costo del concreto, costos del acero de refuerzo y costo de la cimbra.
- Evaluar, desde el punto de vista de la ingeniería desarrollada en los despachos de diseño estructural, diferentes criterios para la definición de  $EI_e$  propuestos en la literatura. Dentro de los criterios considerados están los propuestos por: 1) *Khuntia y Ghosh (2004)*, 2) *Elwood y Eberhard (2009)* y, 3) *Rodríguez y Restrepo (2012)*.
- Diseñar edificios de concreto reforzado de diferentes elevaciones conforme a las dos versiones más recientes de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (*NTC-04 y NTC-17*).





- Evaluar la influencia, con base en los resultados de los diseños estructurales de edificios de diferentes alturas, de los cambios en las nuevas normas de diseño de la Ciudad de México (NTC versión 2017) respecto a su versión anterior de 2004.
- Evaluar los costos asociados a cada hipótesis de diseño y la manera en que impacta conforme a los requerimientos de diseños en ambas versiones de las normas.

### 1.3.3. Alcance y limitaciones.

Para el caso de la evaluación de marcos estructurales, el diseño de los elementos y determinación de costos de obra está asociado únicamente a la consideración de tres hipótesis para el cálculo de rigideces efectivas: secciones gruesas, las hipótesis de las NTCC-04 y de las NTCC-17. Los diseños se basan en análisis sísmicos estáticos.

En lo que respecta a los edificios, el diseño de los elementos estructurales y costos de obra se limitan a edificios de 6, 9 y 12 niveles diseñados conforme a los requerimientos para diseño sísmico y estructural especificados en las NTC-04 y las NTC-17.

## 1.4 Organización de la Tesis.

El presente trabajo de tesis se organiza de la siguiente forma:

- Capítulo 1: se expone la justificación, antecedentes, objetivos, alcances y la organización de la tesis.
- Capítulo 2: se presentan las características de los modelos correspondientes a marcos estructurales de concreto reforzado y se presentan los diseños de modelos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles conforme a diferentes criterios para la definición de las rigideces efectivas a flexión en los elementos estructurales.
- Capítulo 3: se presentan los costos de obra de los marcos estructurales asociados a la aplicación de las diferentes hipótesis para determinar la rigidez efectiva a flexión en los elementos estructurales. Los costos de obra se integran considerando tres conceptos: volúmenes de acero de refuerzo, cimbra y concreto. Además, se muestra un estudio en que se evalúa la aplicación práctica, como se haría en un despacho de diseño estructural, de diferentes criterios para determinar la rigidez efectiva a flexión en los elementos estructurales de concreto reforzado propuestos por diferentes autores, así como la evaluación de costos de construcción en marcos.
- Capítulo 4: Se presentan los resultados de los diseños de los edificios de 6, 9 y 12 niveles de concreto reforzado realizados con base en las hipótesis de las NTC-04 y NTC-17.
- Capítulo 5: se presenta el análisis de los costos de los edificios diseñados conforme a los criterios de las NTC-04 y NTC-17.
- Capítulo 6: se presentan las conclusiones derivadas del estudio.





# CAPÍTULO 2

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE MARCOS PLANOS

### 2.1 Introducción.

Los edificios destinados para uso de oficinas, resueltos a base de marcos de concreto reforzado por solicitaciones de arquitectura, generalmente manejan espacios más abiertos que los destinados para uso habitacional para su operatividad. Es común que para este tipo de edificios se manejen crujías de 7 a 10 mts., conforme a lo anterior, se consideraron marcos con crujías de 7 mts para su evaluación.

### 2.2 Características de los modelos de marcos estructurales.

Los marcos en estudio forman parte de edificios regulares en planta y elevación, cuentan con 3, 6, 9, 12 y 15 niveles para uso de oficinas, y están ubicados para su diseño en la Ciudad de México en la zona de transición (*Zona II*). La planta cuenta con 4 crujías de 7 m. en ambas direcciones (28m. X 28 m) y altura típica de entrepiso de 3.50 m (fig. 2.1). La altura total de los edificios es de 10.50 m., 21 m., 31.50 m., 42 m. y 52.50 m., respectivamente. Los tableros en losas, tanto de entrepisos como azotea, están divididos por trabes secundarias con el fin de distribuir de manera uniforme las cargas gravitacionales (*Tena et al. 2012*). El sistema de pisos se considera a base de losas de concreto reforzado de 10 cm de espesor. En todos los casos se consideró un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$  (edificios no dúctiles o de baja ductilidad, conforme a la nomenclatura de las NTCC-17).

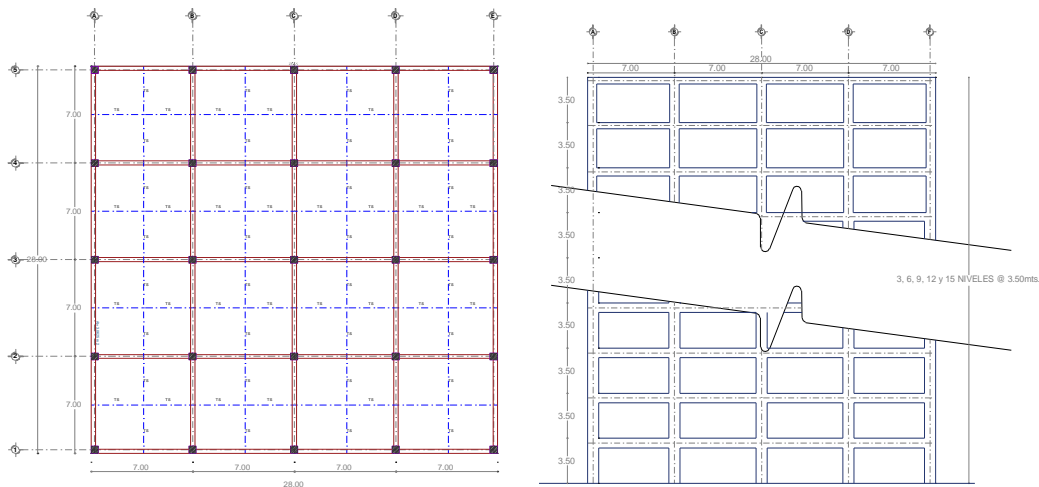


Figura. 2.1 Planta y elevación de edificios en estudio.





### 2.3 Análisis de Cargas.

Para el análisis de cargas se consideran los requerimientos que indica el RCDF-04 en su Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCA-04 2004). En las tablas 2.1, 2.2 y 2.3 se ilustran el análisis de cargas en la losa de azotea, entrepisos y las combinaciones de cargas utilizadas. Es importante hacer notar que se omiten efectos bidireccionales en las combinaciones ante cargas sísmicas debido a que son análisis de marcos planos.

Tabla 2.1 Análisis de cargas en losa de azotea.

Impermeabilizante	35
Entortado con perlas de poliestireno	140
Losa de concreto de 10 cm.	240
Peso de trabes secundarias	75
Colado en el lugar RCDF	20
Instalaciones	20
Aplanado	30
<b>Carga Muerta</b>	<b>560</b>
Carga viva accidental (azotea)	70
Carga viva máxima (azotea)	100
<b>Carga de Servicio Accidental</b>	<b>630</b>
<b>Carga de Servicio Gravitacional</b>	<b>660</b>

Tabla 2.2 Análisis de cargas en losas de entrepiso.

Losa de concreto de 10 cm	240
Peso de trabes secundarias	75
Colado en el lugar RCDF	20
Instalaciones	20
Aplanado	30
Densidad de Muros de Tablaroca	30
Loseta de 40x40 cm (mortero + piso)	40
<b>Carga Muerta</b>	<b>455</b>
Carga viva accidental (azotea)	180
Carga viva máxima (azotea)	250
<b>Carga de Servicio Accidental</b>	<b>635</b>
<b>Carga de Servicio Gravitacional</b>	<b>705</b>

Tabla 2.3 Combinaciones de Cargas.

Gravitacional Máxima	1.4 (PP+SCM+CVM.)
Gravitacional Accidental	1.1 (PP+SCM+CVacc.)
Sismo Dirección X (+)	1.1 (PP+SCM+CVacc.+Sx)
Sismo Dirección X (-)	1.1 (PP+SCM+CVacc.-Sx)

## 2.4 Análisis Sísmico.

Para el análisis sísmico, se consideró que los edificios en estudio están ubicados en la zona de transición (*Zona II*) de la Ciudad de México. Por lo tanto, para la construcción del espectro de diseño se toman en cuenta los parámetros del **Apéndice A** de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del RCDF-04 para tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio considerando el periodo más largo del terreno ( $T_s$ ). Se consideró un  $T_s=0.75$  s, a partir del cual se determinaron los parámetros para la construcción del espectro de diseño elástico, los parámetros se definen mediante las ecuaciones 2.1 a 2.6.

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T_a \leq T < T_b \end{cases} \quad (2.1)$$

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.50 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.2)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.20; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.3)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.20 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (2.4)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (2.5)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.50 < T_s \leq 1.165 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (2.6)$$

donde:

$a_o$  = valor de  $a$  que corresponde a un  $T = 0$ .

$c$  = coeficiente sísmico.

$T_a$  y  $T_b$  = periodos característicos de los espectros de diseño que definen el inicio y final de la meseta, respectivamente.

$k$  = variable para calcular el factor de reducción por ductilidad.

$T_s$  = periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.

$p$  = variable utilizada para el cálculo de  $a$  y de  $Q'$ ,  $p = k + (1 - k)(T_a/T)^2$ .

$\beta$  = factor reductivo por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo – estructura.

Conforme a lo indicado en el **Apéndice A** en las NTCDs del RCDF-04, para la determinación del espectro de diseño inelástico, las ordenadas del espectro elástico se reducen por efecto de la ductilidad, mediante el factor de reducción de fuerzas sísmicas ( $Q'$ , ec. 2.7) y sobrerresistencia ( $R$ , ec. 2.8). Como es bien sabido, los sistemas estructurales cuentan con sobrerresistencias debido, ya sea a las propiedades de los materiales, los criterios de diseño, al efecto del diseño por cargas gravitacionales.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (2.7)$$

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (2.8)$$

donde:

$Q'$  = factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño.

$R$  = factor de reducción por sobrerresistencia.

En la figura 2.2 se muestran los espectros elástico e inelástico en función de los parámetros determinados anteriormente; asimismo, en la tabla 2.4 se ilustran los parámetros para el cálculo de ambos espectros.

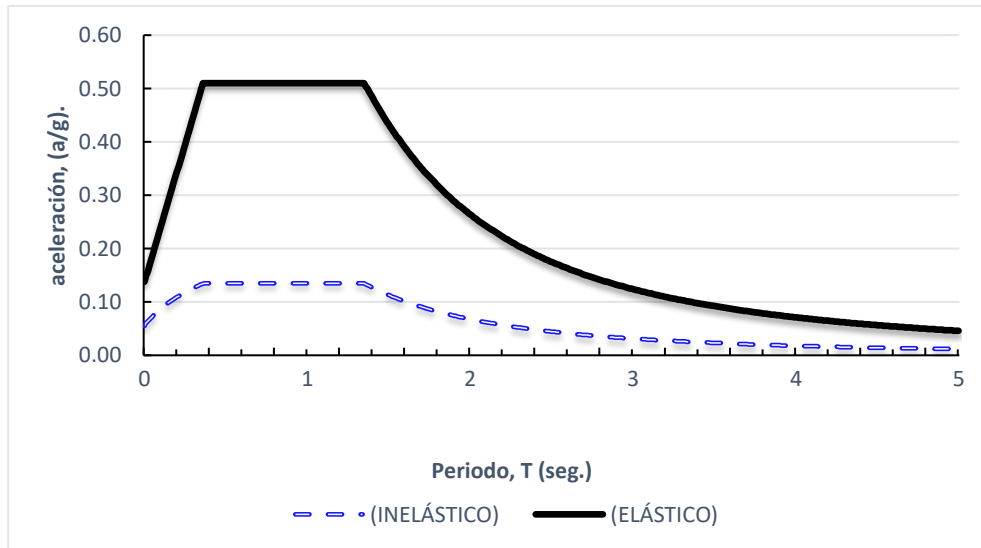


Figura. 2.2 Espectros de diseño elástico e inelástico (Q=2) para zona II,  $T_s=0.75$  s.

Tabla 2.4 Parámetros para la construcción de los espectros de diseño.

ELÁSTICO	INELÁSTICO
$a_0=0.1375$ g	$a_0=0.055$ g
$T_a=0.36$ s	$T_a=0.36$ s
$T_b=1.35$ s	$T_b=1.35$ s
$c=0.51$ g	$a_{max.}=0.135$ g

### 2.5 Criterios generales de diseño.

Los análisis de los modelos de los marcos planos se llevaron a cabo con ayuda del programa SAP2000 en su versión 18.0.1 (SAP2000 2015). El diseño de los elementos estructurales se realizó con los resultados de un análisis sísmico estático como se indica en el Apéndice A de las NTCDs del RCDF-04. Se consideran los efectos  $P-\Delta$  en las combinaciones de cargas gravitacionales y sísmicas y se desprecia el aporte en rigidez de las losas, así como la interacción suelo-estructura.

Como lo comentan Godínez *et al.* (2016), para el modelado de las uniones viga-columna, se consideró una rigidez del 50% de la que tendrían si fueran infinitamente rígidos a flexión, lo cual es congruente con las recomendaciones de Horvillieur y Cheema (1994) y Tena (2007).

Se considera concreto clase I con una resistencia a la compresión  $f'_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia  $f_y=4,200$  kg/cm<sup>2</sup>.



Los elementos estructurales en los marcos planos se dimensionaron para cumplir simultáneamente con los estados límite de servicio y prevención de colapso, considerando para tal fin distorsiones de entrepiso límite de 0.004 y 0.015, respectivamente.

En la medida de lo posible, se intentó realizar la variación de las dimensiones de columnas y vigas, sobre todo en los marcos de 9, 12 y 15 niveles, como es común en la práctica profesional.

## 2.6 Criterios para determinar la rigidez efectiva en los elementos.

De acuerdo con Godínez *et al.* (2019), a pesar de que en la versión vigente de las NTCC (NTCC-04 2004) se especifica claramente el criterio que debe considerarse cuando se apliquen métodos de análisis elástico para el análisis sísmico, algunos sondeos entre diseñadores de la Ciudad de México y algunos estados de la república Mexicana, indicaron que se siguen prácticas diversas para la definición de la rigidez efectiva a flexión de los elementos estructurales ( $EI_e$ ). Como se especifica en diversos reglamentos del mundo (ACI 318-14 2014, NZS-06 2006, NTCC-17 2017), en general,  $E$  se considera como el módulo de elasticidad del concreto y se emplean factores reductivos para estimar el momento de inercia efectivo ( $I_e$ ) como fracción del momento de inercia grueso de la sección transversal ( $I_g$ ). Por tal razón, se analizaron y diseñaron modelos de marcos planos considerando las siguientes hipótesis para la definición de  $I_e$ :

- Caso 1.** Se evalúa la rigidez a flexión de las vigas y columnas con secciones gruesas, es decir, secciones no agrietadas ( $I_e = I_g$ ).
- Caso 2.** Se emplean los criterios de las NTCC del RCDF-04, donde se consideran secciones agrietadas en vigas utilizando 50% del momento de inercia de la sección gruesa ( $I_e = 0.5 I_g$ ) y columnas con secciones gruesas como efectivas ( $I_e = I_g$ ).
- Caso 3.** Se emplean los criterios de la propuesta de las NTCC del RCCDMX-17, en donde se considera la rigidez a flexión en las vigas utilizando el 50% del momento de inercia de la sección gruesa ( $I_e = 0.5 I_g$ ) y para columnas se considera el 70% del momento de inercia de la sección gruesa ( $I_e = 0.70 I_g$ ).

Es importante hacer notar que en la nueva propuesta de las NTCC (NTC-17 2017), a diferencia de las NTCC-04, se consideran secciones agrietadas en columnas, tal y como se considera en algunos Reglamentos internacionales, como el Código del Instituto Americano del Concreto (ACI-318-14 2014).

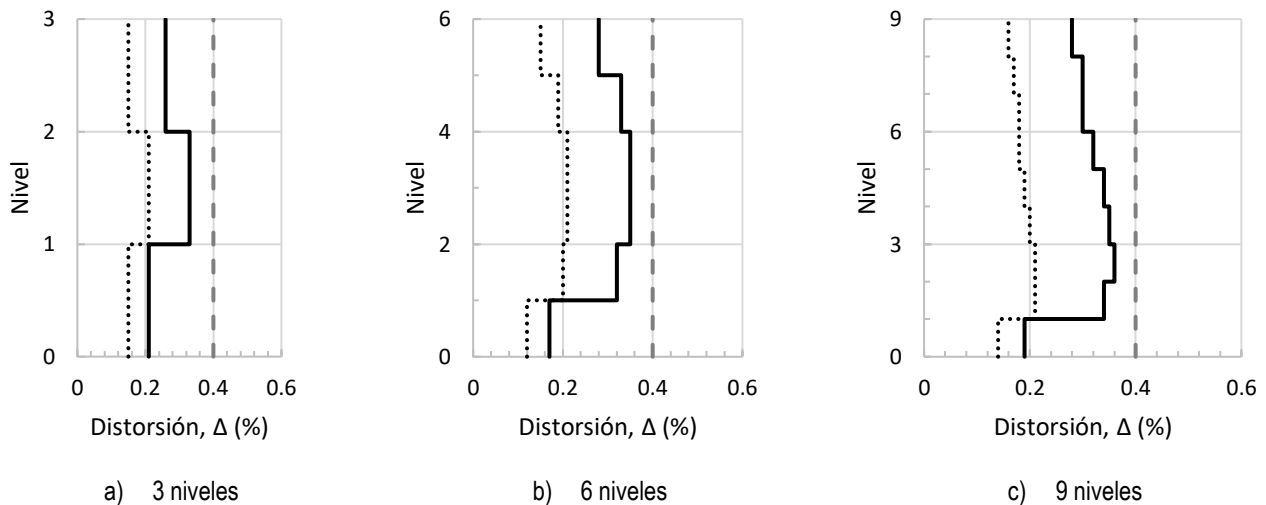
Se llevaron a cabo los análisis estructurales de los marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles conforme al caso 1 (secciones gruesas). El criterio general de diseño, se basa en proponer secciones de los elementos que lleven al límite las distorsiones de entrepiso asociadas a condiciones de seguridad contra colapso,  $\Delta_{max} = 0.015$ . Además, conforme a lo establecido en las NTCCS-04, de forma simultánea se revisa el cumplimiento del estado límite de servicio, limitando la distorsión de entrepiso a un valor de 0.004 ( $\Delta_{max} = 0.004$ ). Asimismo, se determina el periodo fundamental de vibración y se verifica que la participación modal de las masas sea mayor al 90%, como lo estipulan las NTCCS del RCDF-04. En la tabla 2.5 se presentan las propiedades dinámicas de los edificios. Es importante mencionar que los periodos que se muestran en la tabla 2.5 son mayores en relación a los que normalmente se manejan en la práctica profesional, lo anterior se debe al criterio de diseño asociado a estar lo más cerca posible de la distorsión límite permisibles ( $\Delta_{max} = 0.015$ ), por lo que las secciones transversales de los elementos estructurales disminuyen (incrementando la flexibilidad del sistema).



Tabla. 2.5 Características dinámicas de los marcos planos.

MODELO		SECCIONES GRUESAS	NTC-04
3 NIVELES	T (seg.)	0.745	0.945
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	100	100
6 NIVELES	T (seg.)	1.000	1.292
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	100	100
9 NIVELES	T (seg.)	1.215	1.538
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	99.20	99.14
12 NIVELES	T (seg.)	1.317	1.733
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	97.87	97.70
15 NIVELES	T (seg.)	1.35	1.77
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	97.47	97.26

Posteriormente se analizan nuevamente los marcos en estudio, manteniendo las mismas secciones transversales, y determinando sus propiedades dinámicas, pero considerando las rigideces efectivas conforme a lo que se indica en las NTCC-04, evaluando las distorsiones de entrepiso asociadas a condiciones de seguridad contra colapso y servicio. Se presentan las comparativas de los marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles, con secciones gruesas (como se indicaba en las NTCC-87 y suele hacerse en algunos casos en la práctica profesional) y considerando los efectos del agrietamiento en las mismas como se indica en las NTCC-04. En las figuras 2.3 y 2.4 se muestran las comparativas de los modelos de marcos en estudio para los dos estados límite considerados (servicio y prevención de colapso). De las envolventes de distorsiones de entrepiso asociadas al estado límite de servicio, se observa que todos los modelos se encuentran dentro de los límites establecidos en las NTCCS-04. Sin embargo, de las envolventes asociadas al estado límite de prevención de colapso, es evidente que las secciones en que sí se considera el efecto del agrietamiento (curvas con línea continua) no aportan suficiente rigidez lateral al sistema estructural, permitiendo mayores distorsiones en los pisos, por lo que, en dichos casos, sería necesario un incremento de las secciones transversales de los elementos sismorresistentes. En todas las gráficas de distorsiones presentadas en esta sección, el límite indicado en las NTCS-04 ( $\Delta_{perm}$ ) se indica mediante una línea vertical discontinua.



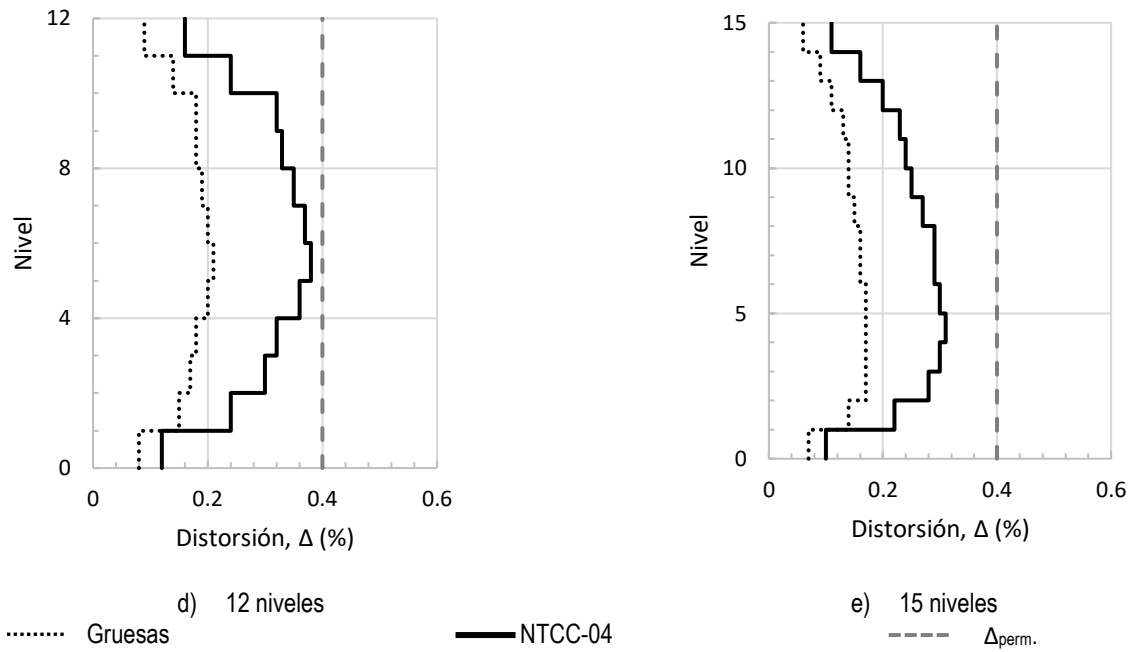
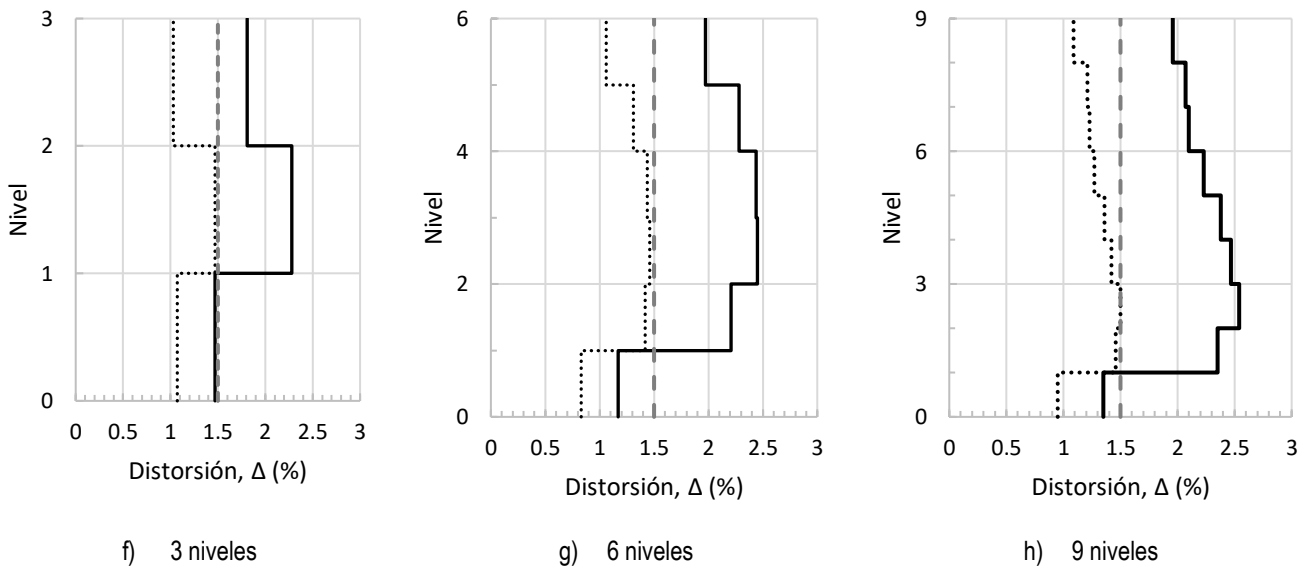


Figura. 2.3 Comparativa de distorsiones de entresijos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados a estados límites de servicio para diferentes versiones de las NTC.



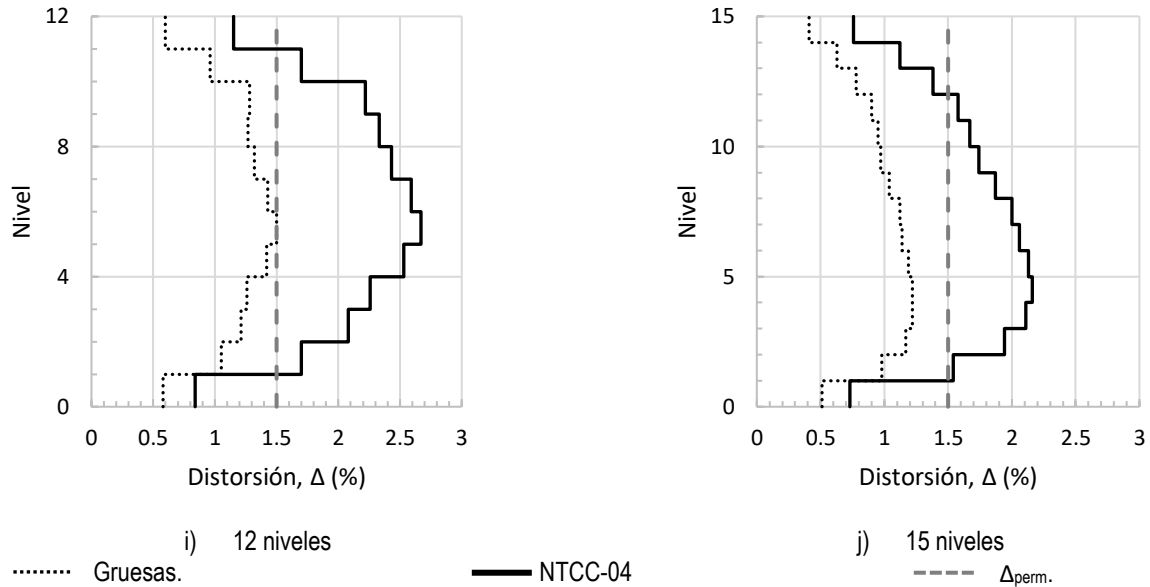


Figura. 2.4 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso con diferentes versiones de las NTC.

Respecto al modelo del marco de 15 niveles, se limitan sus distorsiones de entrepisos asociados al estado límite de prevención de colapso a 0.0125 como se muestra en la figura 2.4 j), debido a que el periodo fundamental del modelo quedaba fuera de la meseta del espectro de diseño, por tal motivo se tuvo que modificar las secciones de los elementos para lograr que su periodo se encontrara dentro de los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de diseño inelástico y así el criterio para el cálculo de la distribución de fuerzas en elevación fuera el mismo en todos los casos.

En las comparativas anteriores se puede notar claramente que considerando secciones gruesas en los elementos, estos proporcionan suficiente rigidez lateral al sistema, caso contrario, al considerar secciones agrietadas en las vigas con  $I_e = 0.50 I_g$  como lo indica las NTCC-04, el sistema estructural de los marcos presenta mayor flexibilidad dando lugar a mayores desplazamientos respecto a las gruesas al considerar las mismas secciones transversales.

Con base en los resultados de la figura 2.4, se observa que la distorsión mayor (prevención de colapso) que presenta el sistema para el caso del marco de 3 niveles es de acuerdo a la hipótesis de las NTCC-04, siendo aproximadamente 52% mayor con relación al caso en que se consideran secciones gruesas. Para el caso de los marcos de 6, 9, 12 y 15 niveles se tiene una relación mayor de 63%, 69%, 78% y 77% respectivamente. Esto indica que al considerar rigideces efectivas a flexión en vigas como lo indican las NTCC-04, se tendrían que proponer secciones más robustas en vigas y columnas de tal manera que incremente la rigidez lateral al sistema de marcos, y cumplan con los límites de distorsión asociados al estado límite de prevención de colapso.



## 2.7 Evaluación de marcos mediante la propuesta de las NTCC-04.

El objetivo de esta sección es ilustrar el efecto de los nuevos criterios de las NTCC-17 vigentes respecto a los de las NTCC-04 para la consideración del agrietamiento en secciones de concreto. Para tal fin, se diseñaron todos los marcos no dúctiles (3, 6, 9, 12 y 15 niveles,  $Q=2$ ) con base en los criterios de las NTCC-04, y posteriormente, manteniendo las dimensiones de las secciones transversales obtenidas con dicho criterio, únicamente se consideraron los nuevos factores de agrietamiento en columnas ( $EI_c=0.7EI_g$ ) para la determinación de las distorsiones de entrepiso. Para el caso comentado, se presentan comparativas de envolventes de distorsiones de entrepiso asociadas a los estados límite de servicio y prevención de colapso. Adicionalmente, se muestran las envolventes asociadas al caso en que consideran secciones gruesas. Lo anterior, permite obtener información clara referente al impacto que esta nueva disposición tiene en las secciones y armados finales de los elementos estructurales, lo cual está directamente asociado a los costos de volúmenes de concreto, cimbra y acero de refuerzo.

En relación a lo anterior, en la tabla 2.6 se muestran los factores empleados para el cálculo de los momentos de inercia efectivos a flexión (empleados para la determinación de las rigideces efectivas a flexión,  $EI_e$ ) en los elementos estructurales, conforme a las hipótesis consideradas.

Tabla 2.6 Inercias efectivas a flexión de acuerdo a las diferentes normativas.

Hipótesis	$I_e$ (vigas)	$I_e$ (columnas)
GRUESAS	$I_g$	$I_g$
NTCC-04	$0.50 I_g$	$I_g$
NTCC-17	$0.50 I_g$	$0.70 I_g$

En la tabla 2.7 se muestran las características dinámicas asociadas a cada caso considerado. Como se comentó, los marcos en estudio se dimensionaron conforme al criterio de las NTCC-04. Posteriormente, manteniendo las secciones transversales se estiman las propiedades dinámicas considerando tanto secciones gruesas como con las rigideces efectivas de la nueva propuesta de las NTCC-17.

Tabla 2.7 Características dinámicas de los marcos (dimensionado basado en las NTCC-04).

MODELO		SECCIONES GRUESAS	NTC-04	NTC-17
3 NIVELES	T (seg.)	0.593	0.726	0.777
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	100	100	100
6 NIVELES	T (seg.)	0.806	1.021	1.068
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	100	100	100
9 NIVELES	T (seg.)	0.953	1.224	1.266
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	99.45	99.35	99.38
12 NIVELES	T (seg.)	1.03	1.338	1.372
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	98.57	98.41	98.45
15 NIVELES	T (seg.)	1.03	1.347	1.381
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	97.22	97.04	97.06

Evidentemente, conforme mayor es el nivel de agrietamiento considerado con fines de diseño, el sistema se flexibiliza, y por ende, se obtienen mayores periodos de vibrar al considerar el criterio especificado en las NTCC-17 (tabla 2.7). Sin embargo, es importante notar que los periodos fundamentales obtenidos con base en las hipótesis para considerar el agrietamiento de las NTCC-04 no varían significativamente de aquellos obtenidos con las NTCC-17.

Se observa también que las nuevas disposiciones de las NTCC-17, no afectan de manera considerable la rigidez lateral de los modelos de marcos, teniendo resultados de distorsiones de entrepiso muy cercanas con las obtenidas con las NTCC-04 (figuras 2.5 y 2.6).

Se emplea el mismo criterio que en la sección anterior para el marco de 15 niveles, brindándole rigidez lateral suficiente para que su periodo de vibrar se encontrara dentro de la meseta del espectro de diseño.

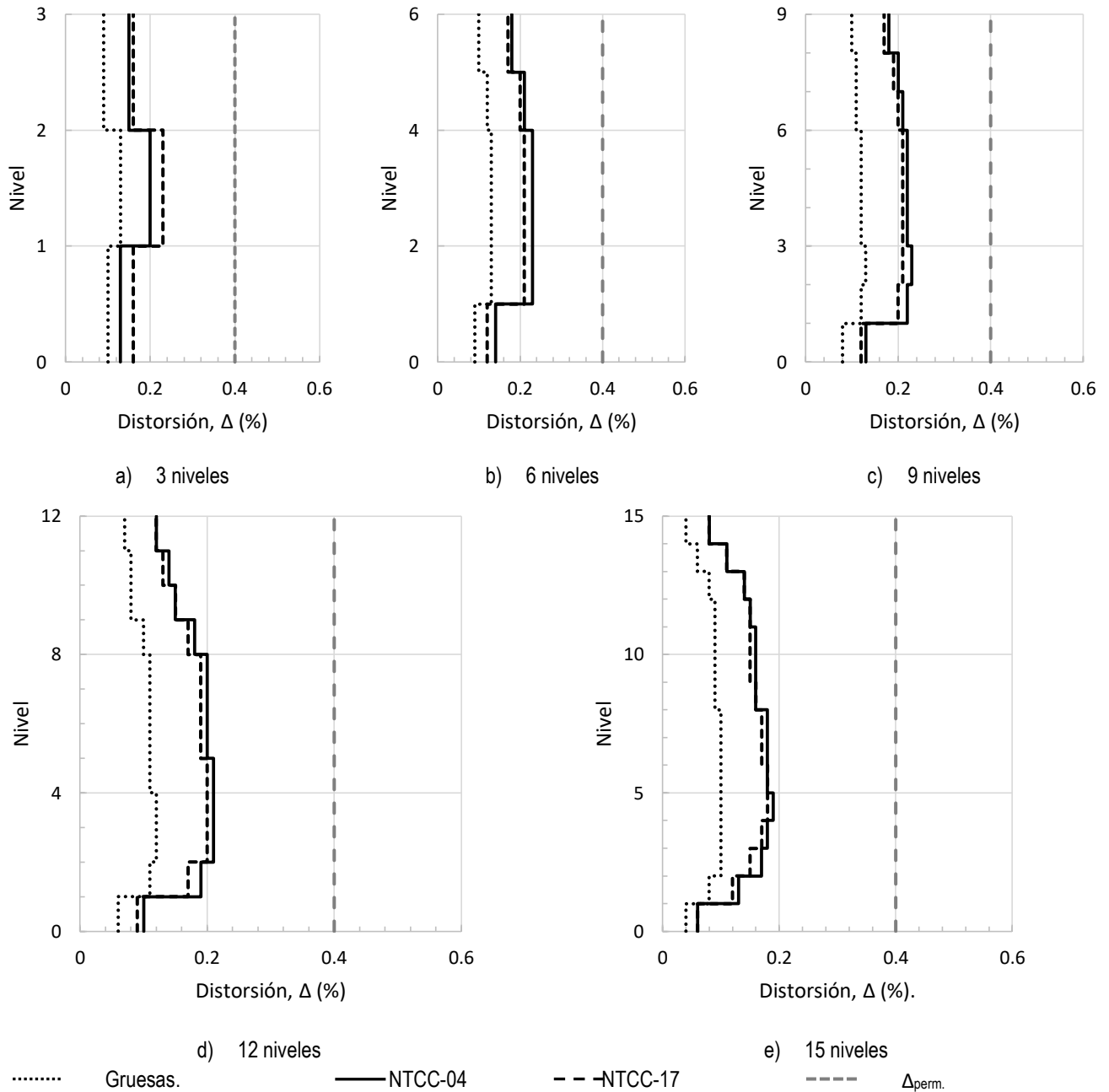


Figura. 2.5 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados a estados límites de servicio para diferentes versiones de las NTC.

En cuanto a los estados límites de servicio todos los modelos de marcos se encuentran dentro de los límites establecidos en las NTCCS-04.

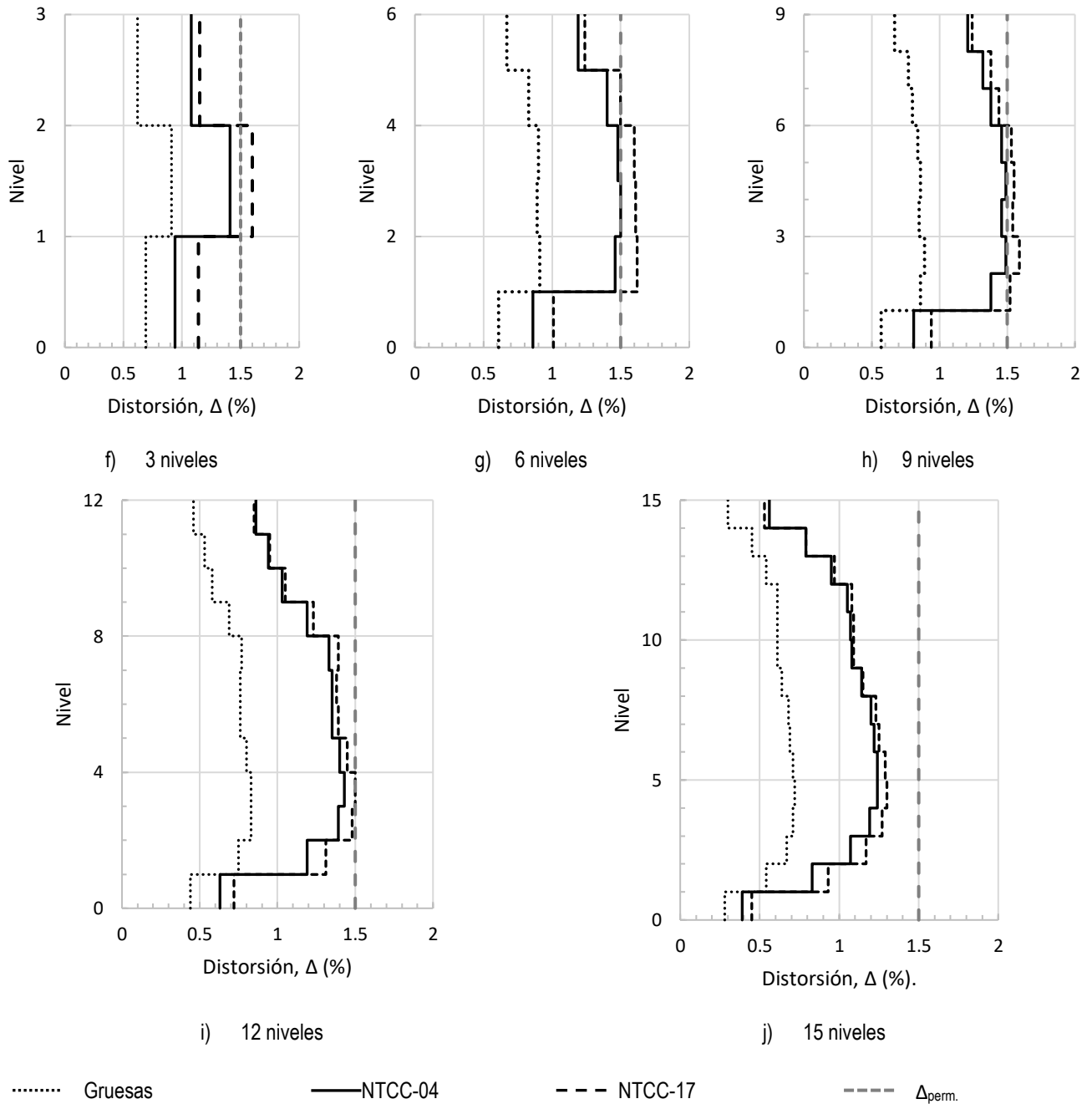


Figura. 2.6 Comparativa de distorsiones de entresijos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso con diferentes versiones de las NTC.



## 2.8 Evaluación de marcos mediante la propuesta de las NTCC-17.

En esta sección se presenta la evaluación de comparativas de distorsiones de entrepiso de los modelos de marcos en estudio tomando en cuenta las rigideces efectivas a flexión en vigas ( $EI_v=0.5EI_g$ ) y columnas ( $EI_c=0.7EI_g$ ) de acuerdo a la nueva propuesta de las NTCC-17, respecto a las vigente de las NTCC-04 para la consideración del agrietamiento en secciones de concreto. Los elementos se dimensionaron de tal manera que las distorsiones de entrepiso se aproximen al límite de seguridad contra colapso (0.015). Conforme a lo anterior se presentan las comparativas de envolventes de distorsiones de entrepiso asociadas a estados límites de servicio y prevención de colapso, al mismo tiempo se muestran las envolventes correspondientes a secciones gruesas asociados a los estados límites anteriores. En la tabla 2.8 se muestran las propiedades dinámicas de los modelos de marcos correspondientes a los modelos estudiados.

Tabla 2.8 Características dinámicas de los marcos (dimensionado conforme a las NTC-17).

MODELO		SECCIONES GRUESAS	NTCC-04	NTCC-17.
3 NIVELES	T (seg.)	0.554	0.682	0.728
	Σ Masa Modal (%)	100	100	100
6 NIVELES	T (seg.)	0.753	0.963	1.004
	Σ Masa Modal (%)	100	100	100
9 NIVELES	T (seg.)	0.908	1.182	1.216
	Σ Masa Modal (%)	99.45	99.35	99.36
12 NIVELES	T (seg.)	1.000	1.305	1.338
	Σ Masa Modal (%)	99.43	98.28	98.32
15 NIVELES	T (seg.)	1.000	1.30	1.338
	Σ Masa Modal (%)	96.84	96.66	96.67

En las figura 2.7 y 2.8 se presentan las comparativas de envolventes de distorsiones de entrepisos asociadas a los estados límites de servicio y prevención de colapso, en función de los requerimientos de rigideces efectivas a flexión de las diferentes hipótesis de las normativas referidas.



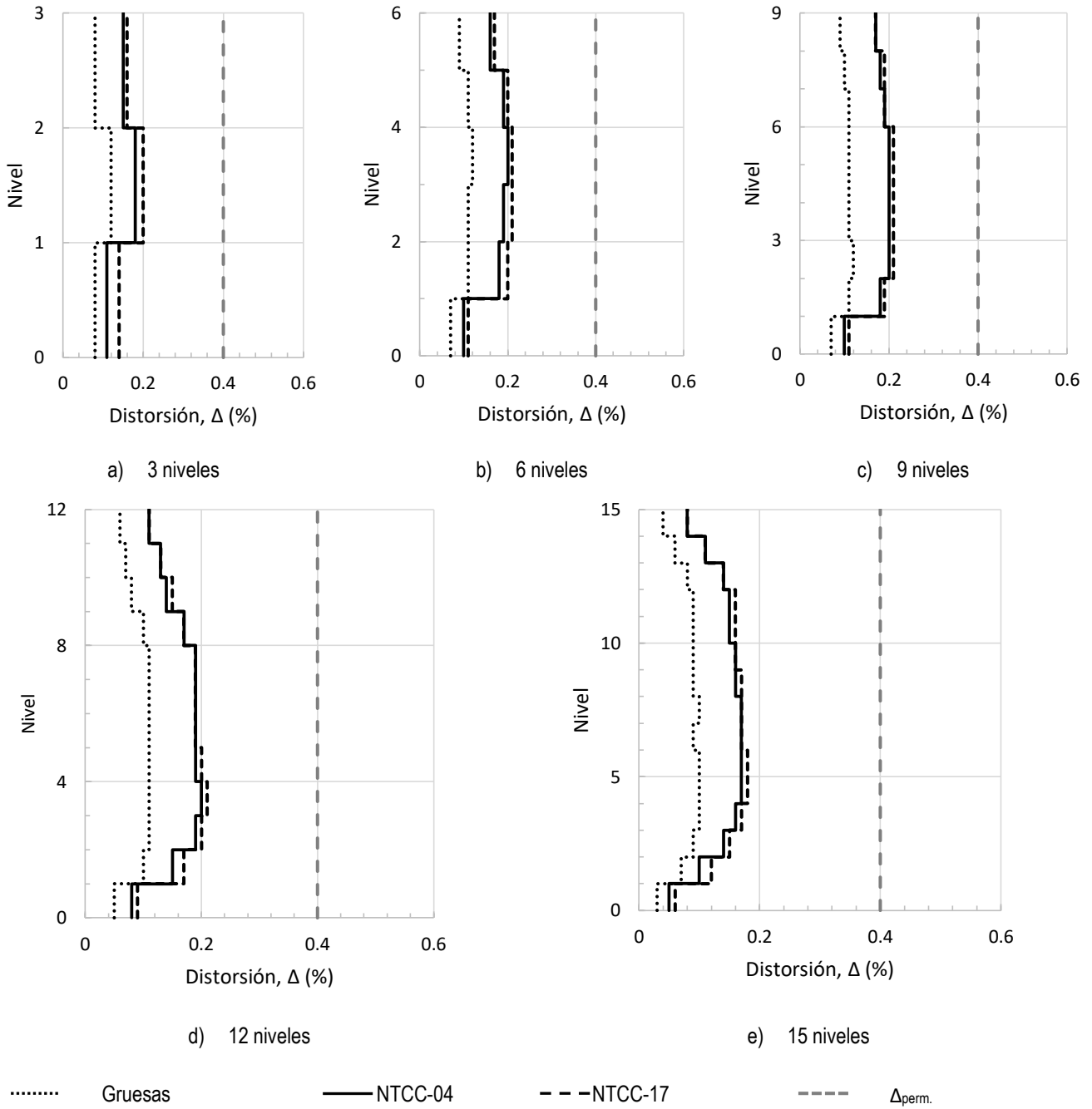


Figura. 2.7 Comparativa de distorsiones de entresijos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados a estados límites de servicio para diferentes versiones de las NTC.

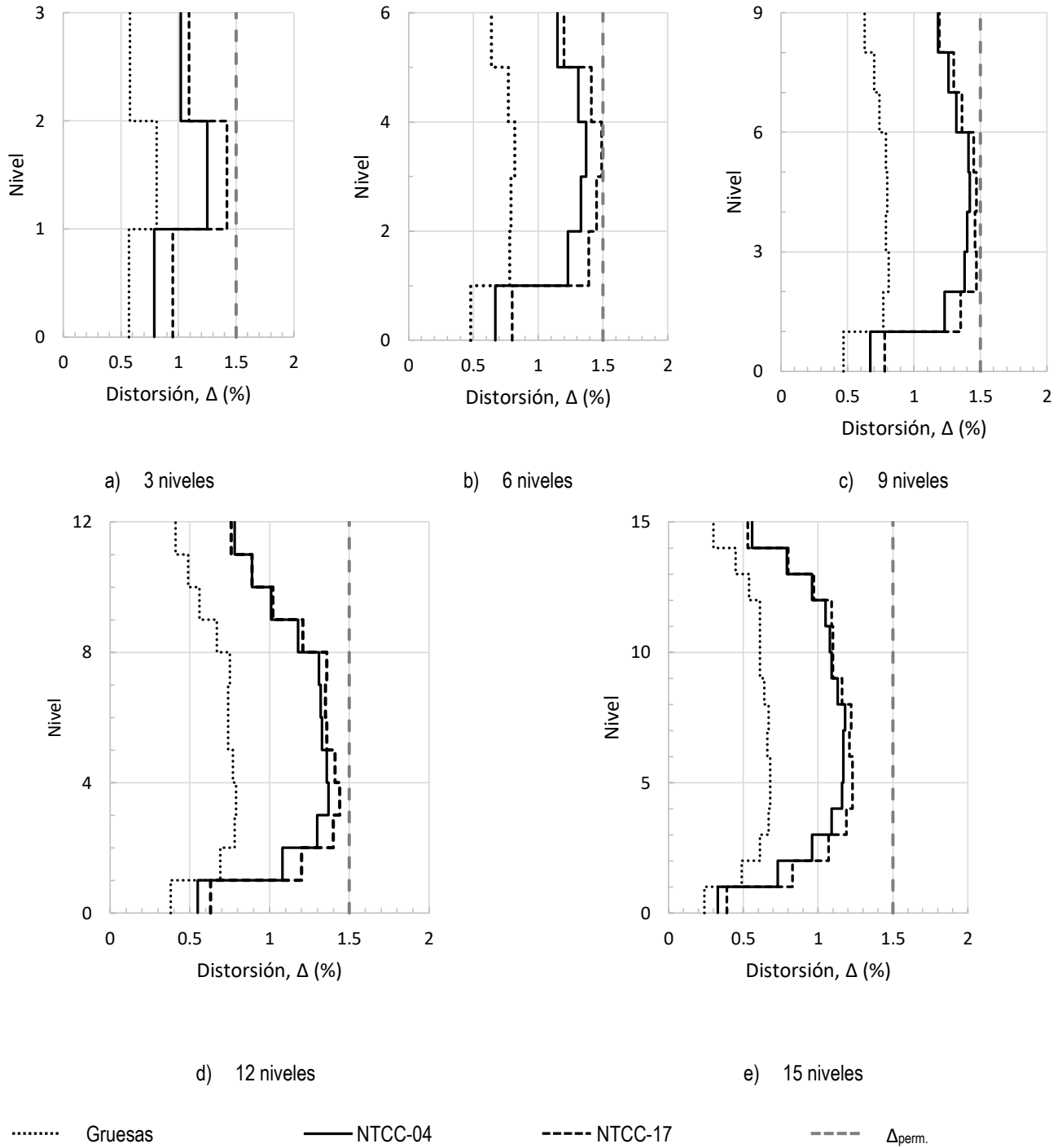


Figura. 2.8 Comparativa de distorsiones de entrepisos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso con diferentes versiones de las NTC.



Como es normal, de las comparativas se nota que la influencia que tiene el considerar la nueva propuesta de rigideces efectivas a flexión de las NTCC-17 es incrementar las distorsiones de entrepisos respecto a las obtenidas con las NTC-04. Al considerar secciones gruesas existe una diferencia considerable en el cálculo de distorsiones de pisos, teniendo evidentemente mayor rigidez lateral. Este criterio aún se emplea en la práctica profesional.

Asimismo se nota la diferencia en los modelos con relación a la flexibilidad que tiene lugar en el sistema debido a la consideración de los factores de rigidez en las secciones, demandando mayor dimensión en estos para cumplir con los requerimientos de límites de distorsión de entrepiso asociadas al estado límite de servicio y prevención de colapso establecidos en las NTCDS-04, por otra parte, al considerar los factores de agrietamiento se modifican de manera considerable las propiedades dinámicas y periodos fundamentales en los modelos en relación al caso en que se consideran secciones gruesas.

Al cumplir con el criterio de diseño por rigidez lateral al límite de prevención de colapso, de acuerdo a las diferentes hipótesis de las normativas antes referidas, se pudo notar que las secciones transversales de los elementos obtenidos varían, así como los requerimientos de acero de refuerzo en los modelos analizados. Por lo anterior se evaluarán más adelante los costos de volúmenes de concreto, cimbra, acero de refuerzo y el costo total asociados a los modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles.

## 2.9 Evaluaciones finales de acuerdo a las diferentes normativas.

En esta sección se presentan las evaluaciones de comparativas finales en relación con los diferentes casos (1, 2 y 3) de los modelos diseñados conforme a las normativas referidas. En la tabla 2.9 se muestra un resumen de las características dinámicas de los marcos no dúctiles.

Tabla 2.9 Características dinámicas de los modelos finales con base a las diferentes normativas.

MARCOS	HIPÓTESIS	PERIODOS (seg.)
3 NIVELES	GRUESAS	0.746
	NTCC-04	0.726
	NTCC-17	0.728
6 NIVELES	GRUESAS	1.00
	NTCC-04	1.021
	NTCC-17	1.00
9 NIVELES	GRUESAS	1.242
	NTCC-04	1.224
	NTCC-17	1.216
12 NIVELES	GRUESAS	1.317
	NTCC-04	1.338
	NTCC-17	1.338
15 NIVELES	GRUESAS	1.35
	NTCC-04	1.347
	NTCC-17	1.338

En la figura 2.9 se ilustran las distorsiones que presentan los marcos de acuerdo a las secciones transversales requeridas para aproximarse, en la medida de lo posible, a una distorsión máxima de 1.5 %. Lo anterior permite realizar una evaluación de la variación de las dimensiones y acero de refuerzo requerido de las secciones transversales al considerar los diferentes criterios para determinar las rigideces efectivas a flexión, y a su vez, realizar una comparativa de volúmenes de acero de refuerzo, cimbra, concreto y costos asociados totales a cada caso.



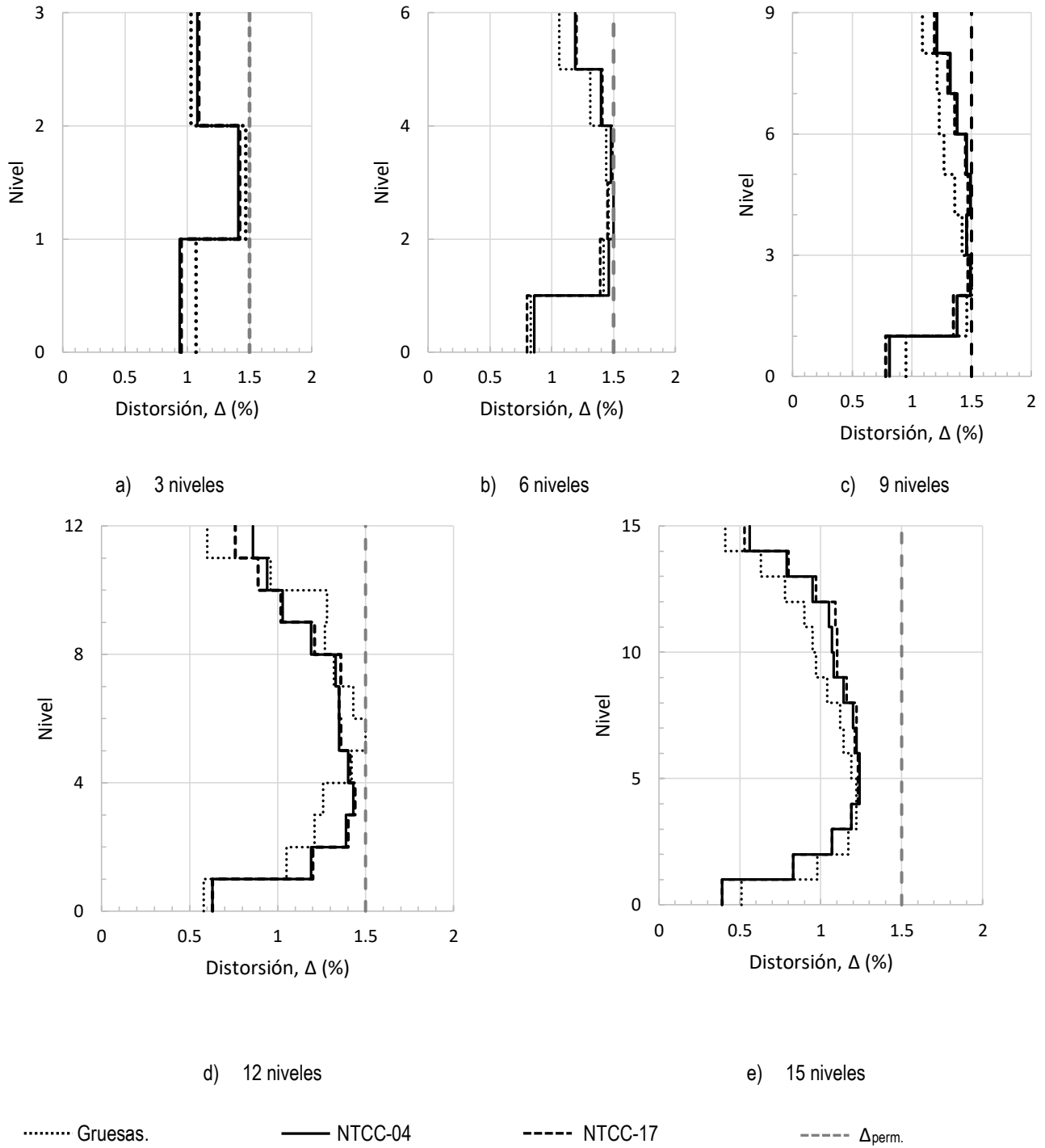


Figura. 2.9 Comparativa de distorsiones de entresijos para modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles asociados al límite de prevención de colapso con diferentes versiones de las NTC.





### 2.10 Diseño de elementos.

En esta sección se presentan las dimensiones y detallados finales de armado de vigas y columnas de los marcos analizados. En la tabla 2.10 se indican las secciones de los elementos estructurales de los marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles derivados de los diseños, en función de los requerimientos de rigideces efectivas a flexión de acuerdo a las diferentes hipótesis.

Tabla 2.10 Secciones de los elementos en modelos de marcos de 3, 6, 9, 12 y 15 niveles de acuerdo a las diferentes normativas.

	HIPÓTESIS	Vigas, b x d (cm)	Columnas, b x h (cm)
<b>MARCO 3 NIVELES</b>	GRUESAS	30 X 50 (N1-N3)	50 X 50 (N1-N3)
	NTCC-04	30 X 60 (N1-N3)	55 X 55 (N1-N3)
	NTCC-17	30 X 60 (N1-N3)	60 X 60 (N1-N3)
<b>MARCO 6 NIVELES</b>	GRUESAS	40 X 60 (N1-N4)	70 X 70 (N1-N3)
		30 X 50 (N5-N6)	60 X 60 (N4-N6)
		40 X 75 (N1-N4)	70 X 70 (N1-N3)
	NTCC-04	30 X 60 (N5-N6)	60 X 60 (N4-N6)
		40 X 75 (N1-N4)	80 X 80 (N1-N3)
		30 X 60 (N5-N6)	65 X 65 (N4-N6)
<b>MARCO 9 NIVELES</b>	GRUESAS	50 X 70 (N1-N4)	70 X 70 (N1-N6)
		40 X 70 (N5-N7)	60 X 60 (N7-N9)
		30 X 50 (N8-N9)	
	NTCC-04	50 X 85 (N1-N4)	80 X 80 (N1-N6)
		40 X 80 (N5-N7)	70 X 70 (N7-N9)
		30 X 60 (N8-N9)	
	NTCC-17	50 X 85 (N1-N4)	90 X 90 (N1-N6)
		40 X 80 (N5-N7)	80 X 80 (N7-N9)
		30 X 60 (N8-N9)	
<b>MARCO 12 NIVELES</b>	GRUESAS	50 X 80 (N1-N7)	100 X 100 (N1-N4)
		50 X 70 (N5-N8)	90 X 90 (N5-N9)
		40 X 65 (N9-N12)	70 X 70 (N10-N12)
	NTCC-04	50 X 95 (N1-N6)	105 X 105 (N1-N7)
		50 X 85 (N7-N10)	95 X 95 (N8-N12)
		40 X 65 (N11-N12)	
	NTCC-17	50 X 95 (N1-N6)	115 X 115 (N1-N7)
		50 X 85 (N7-N10)	100 X 100 (N8-N12)
		40 X 70 (N11-N12)	
<b>MARCO 15 NIVELES</b>	GRUESAS	45 X 90 (N1-N10)	120 X 120 (N1-N7)
		40 X 80 (N11-N15)	105 X 105 (N8-N13)
			85 X 85 (N14-N15)
	NTCC-04	60 X 100 (N1-N10)	155 X 155 (N1-N7)
		50 X 85 (N11-N15)	130 X 130 (N8-N13)
			100 X 100 (N14-N15)
	NTCC-17	60 X 100 (N1-N10)	170 X 170 (N1-N7)
		50 X 85 (N11-N15)	130 X 130 (N8-N13)
			100 X 100 (N14-N15)





2.10.1 Detalle del acero de refuerzo de las secciones transversales.

En las figuras 2.10 a 2.12 se muestra, de forma ilustrativa, el detallado del acero de refuerzo de las secciones de los elementos correspondientes a los marcos de nueve niveles conforme a cada una de las hipótesis consideradas para la determinación de las rigideces efectivas a flexión. Para tener un mejor entendimiento de la nomenclatura empleada en los armados de los elementos estructurales, se indica el significado de cada uno: *EXT* indica la ubicación de los estribos en las zonas extremas de las vigas y/o ubicación de los estribos en las zonas extremas superior e inferior de las columnas, *CENT* indica la ubicación de los estribos en la zona central de las vigas, *INT* indica la ubicación de los estribos en la zona intermedia de las columnas. El detallado de todos los modelos de marcos (3, 6, 9, 12 y 15 niveles), se muestra en el Apéndice A de esta tesis.

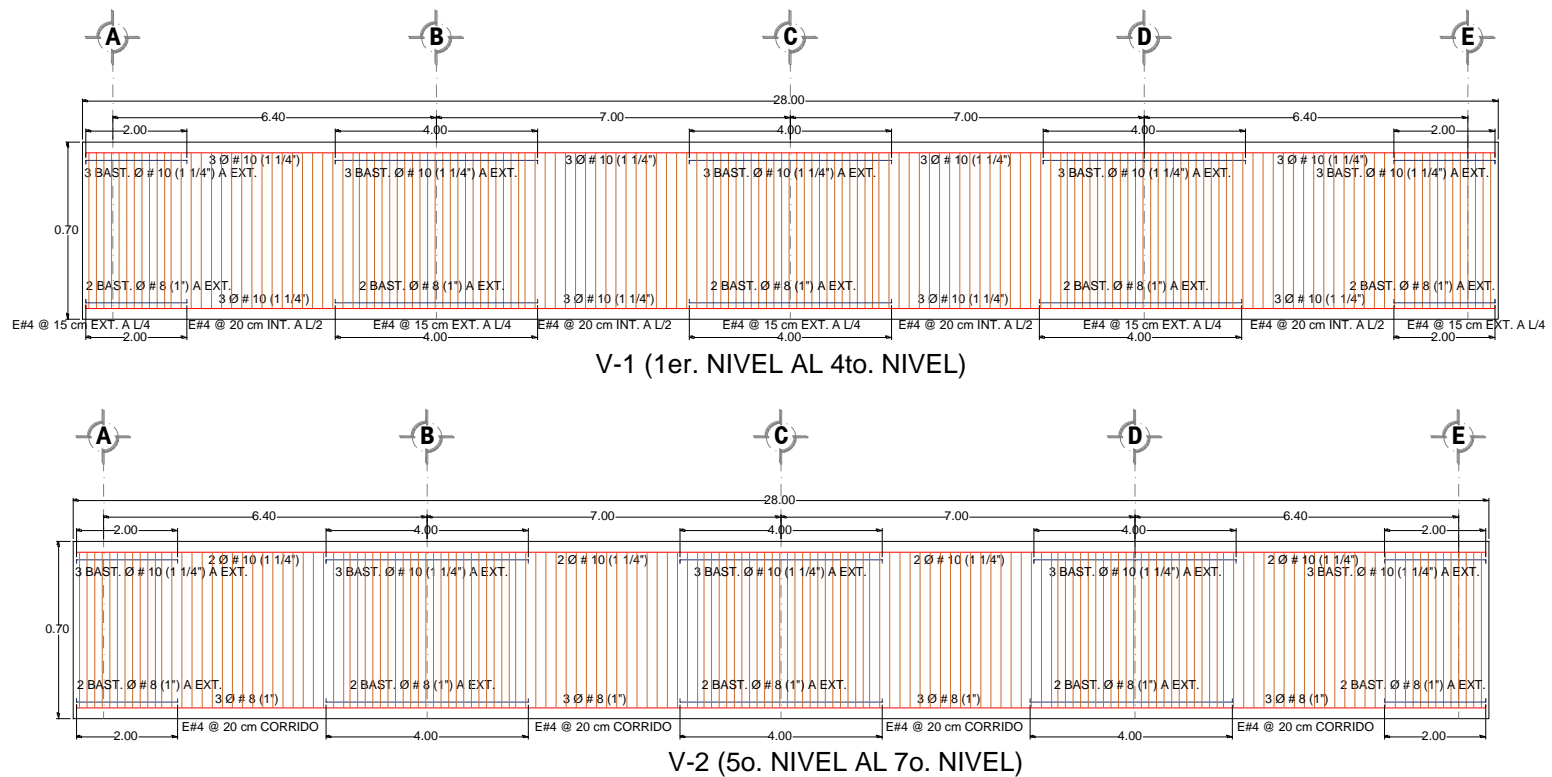
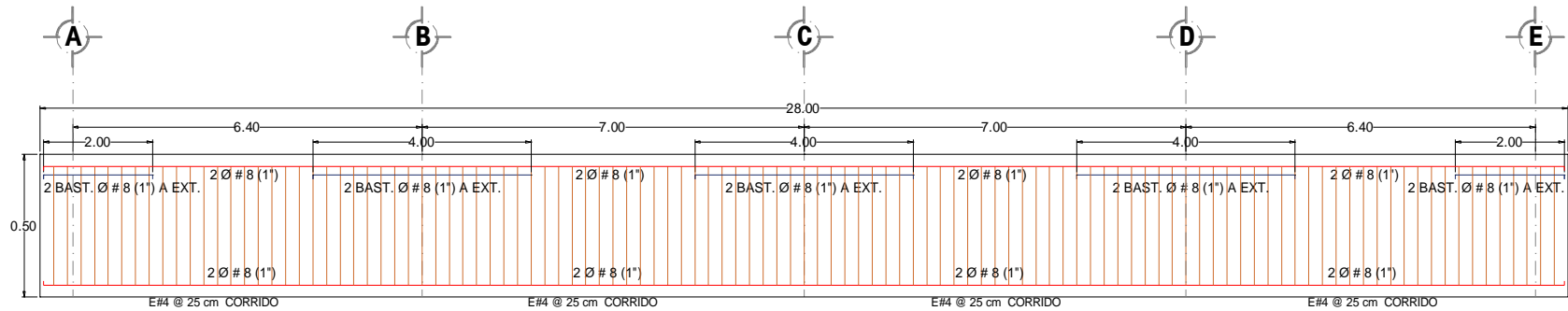


Figura. 2.10 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas.



V-3 ( 8o. y 9o NIVEL )

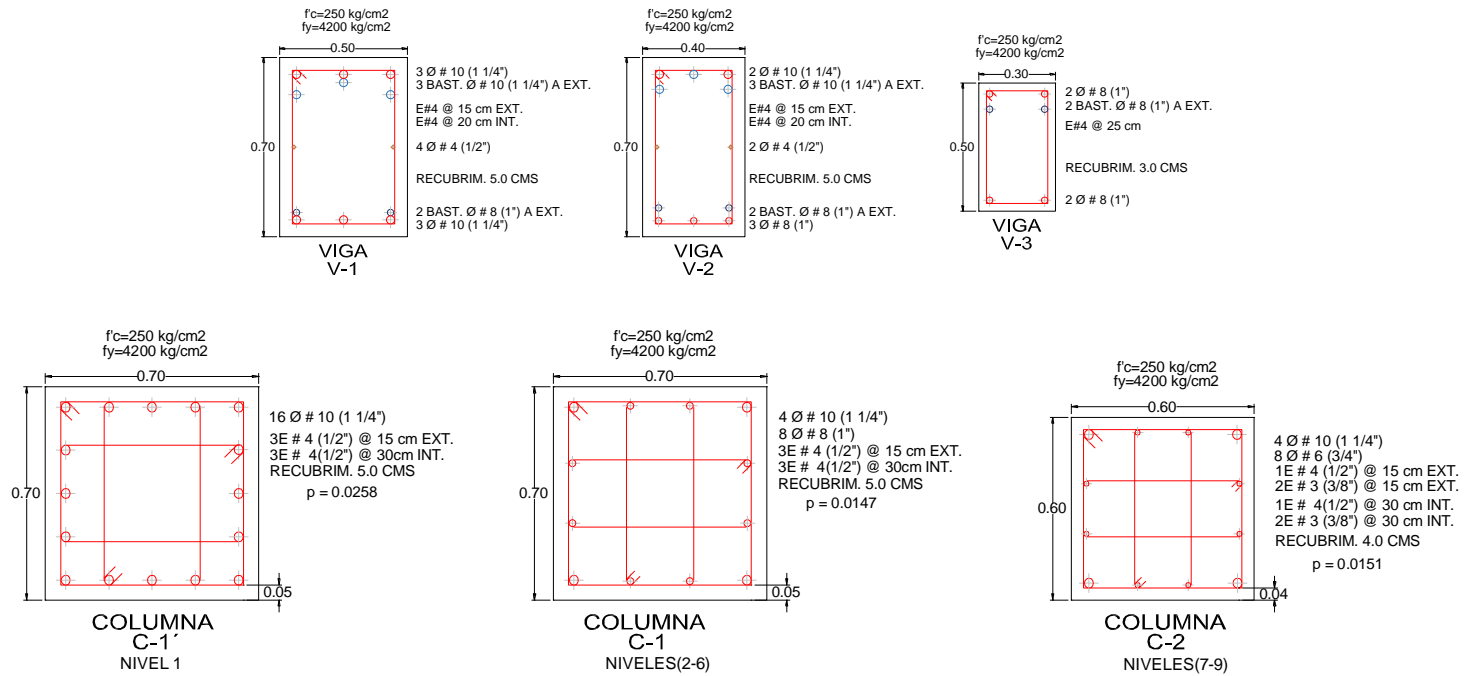


Figura. 2.10 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas (continuación).

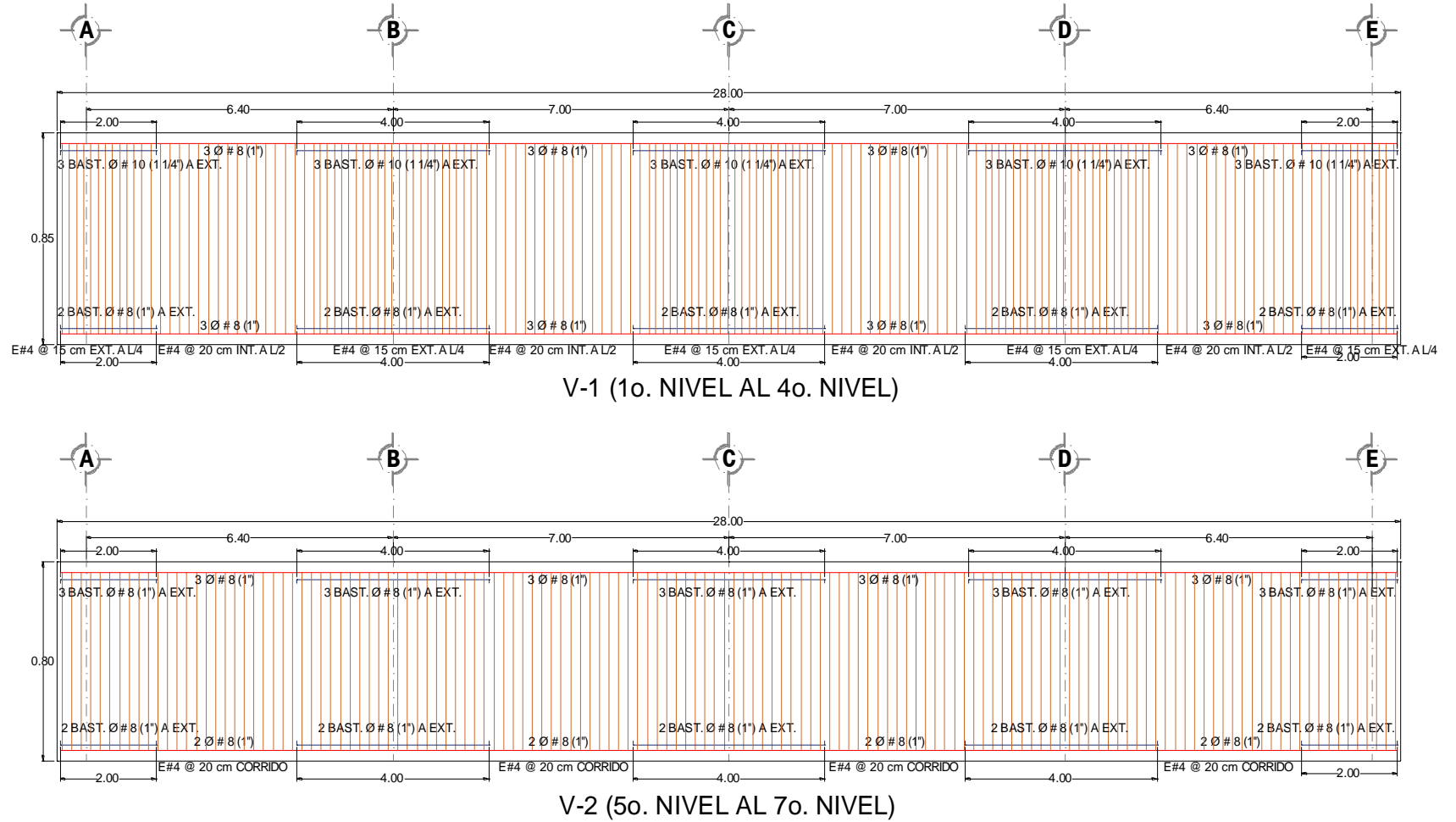
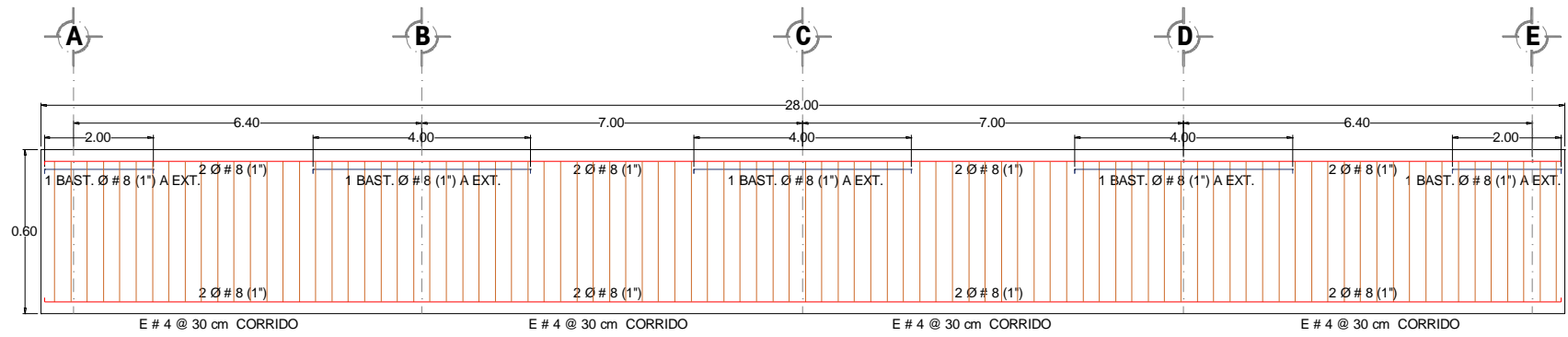


Figura. 2.11 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.



V-3 ( 8o. y 9o NIVEL )

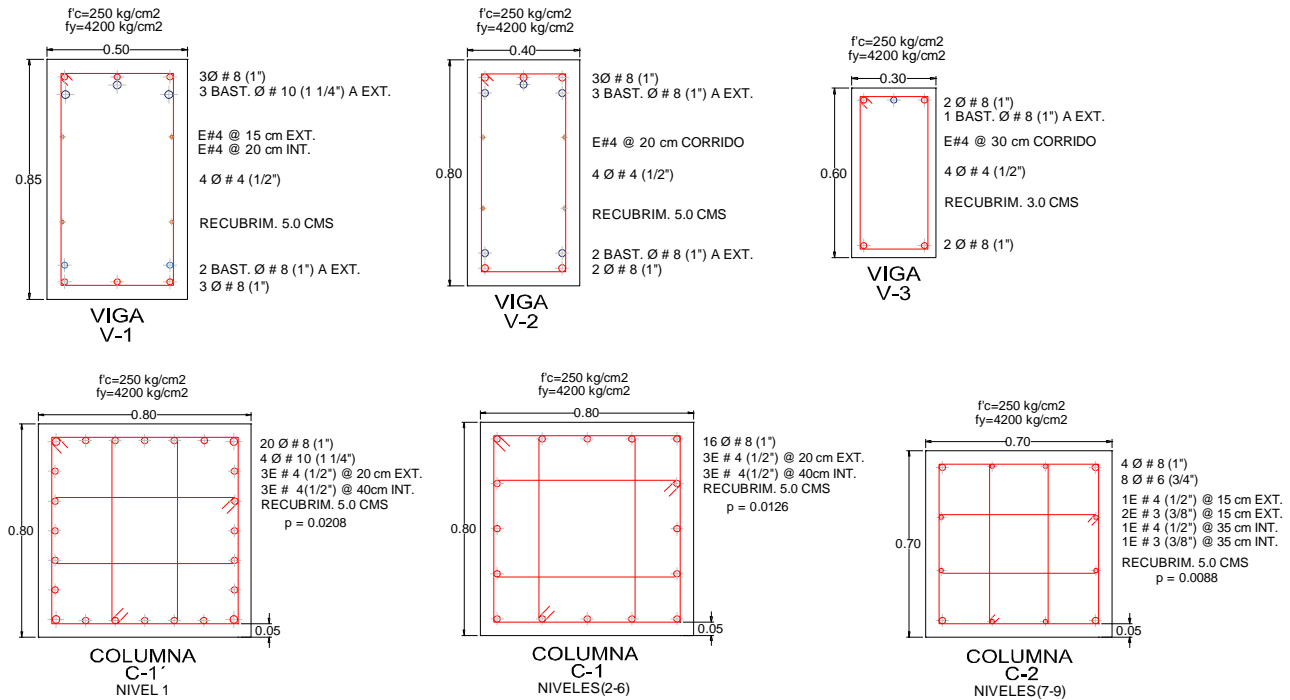


Figura. 2.11 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04 (continuación).

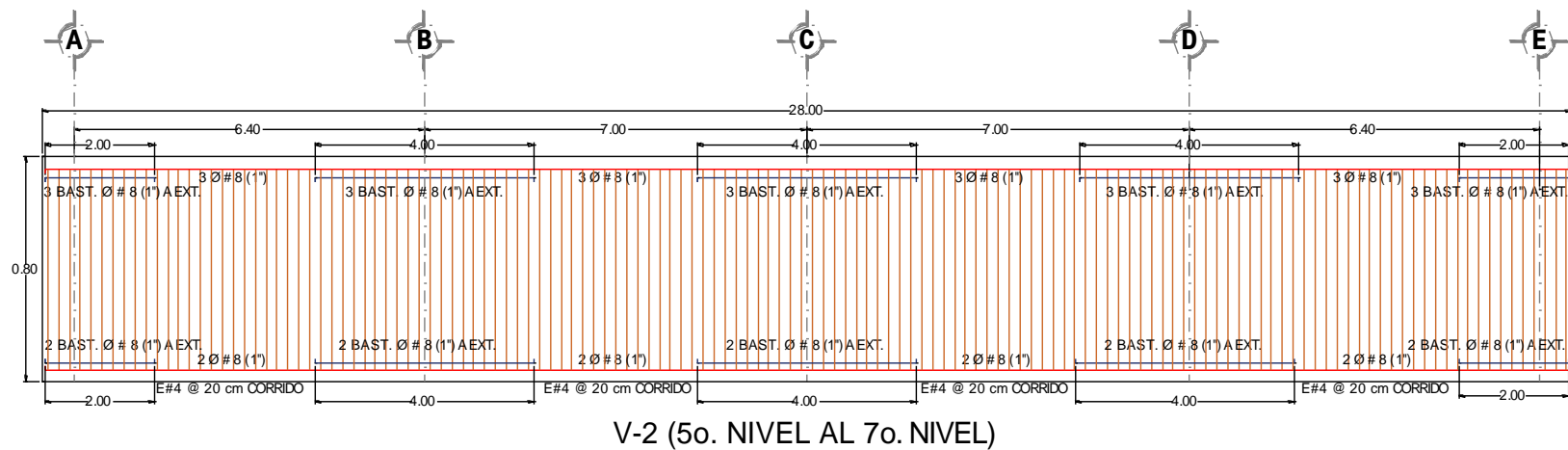
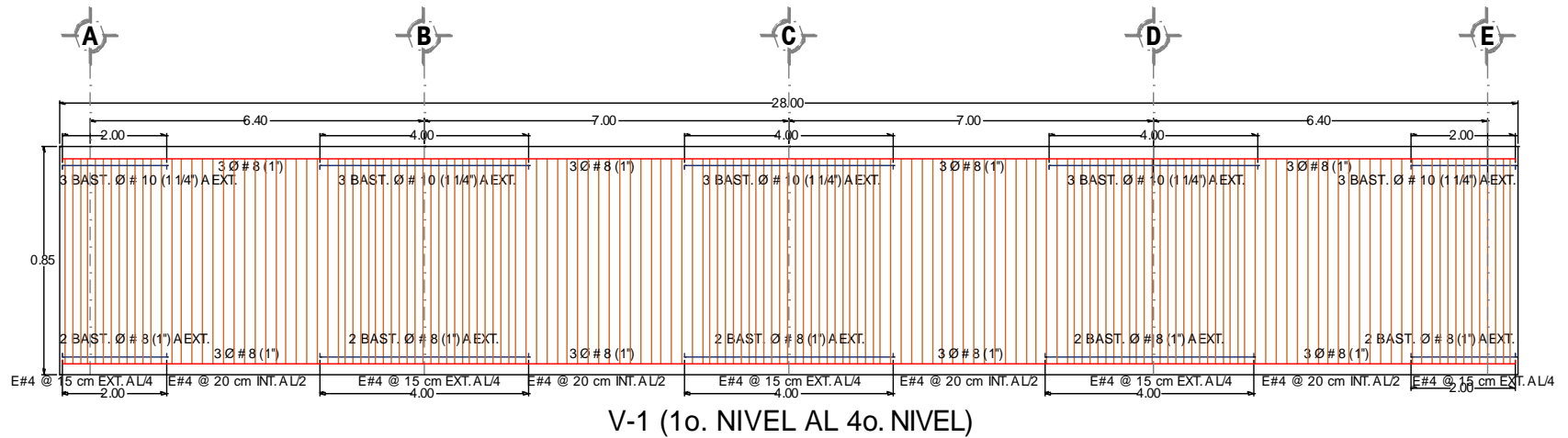


Figura. 2.12 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

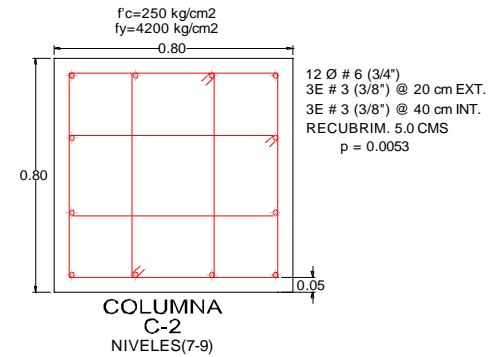
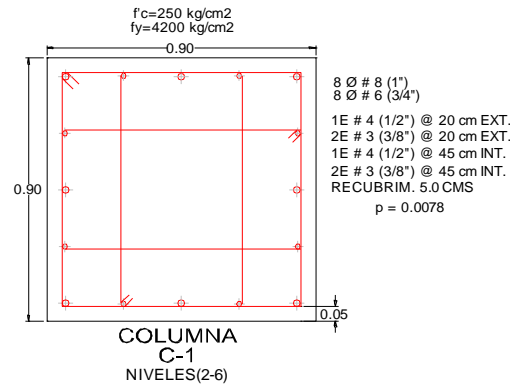
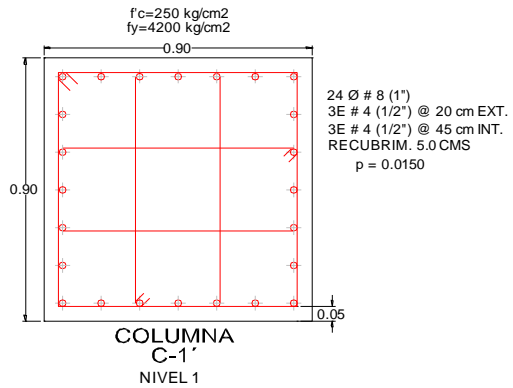
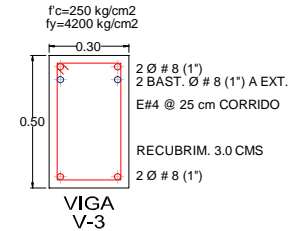
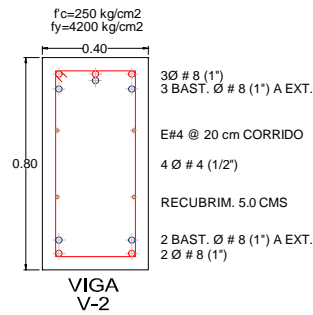
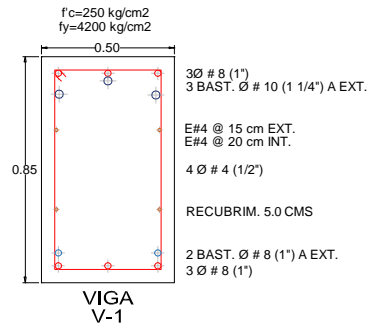
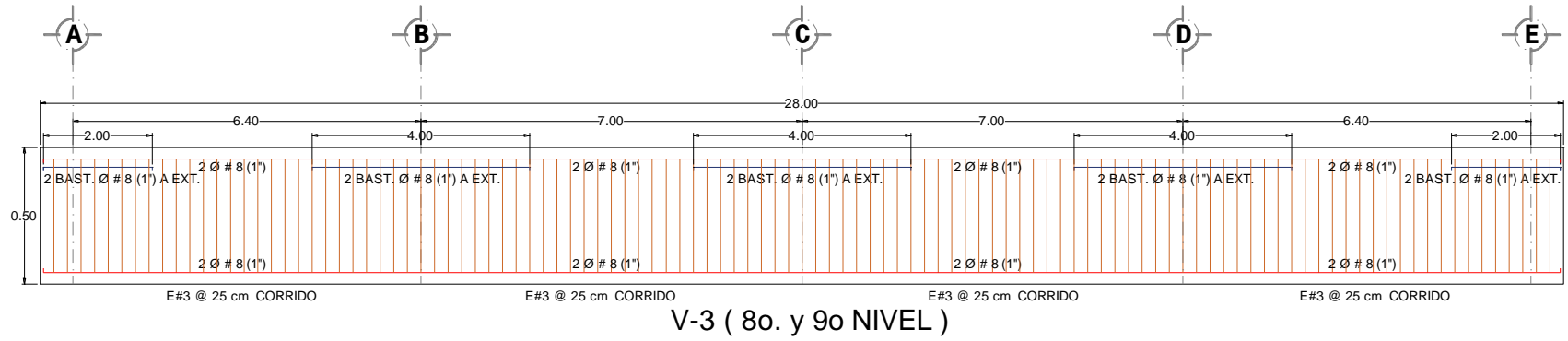


Figura. 2.12 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17 (continuación).



# CAPÍTULO 3

## ANÁLISIS DE COSTOS DE OBRA DE MARCOS

### 3.1 Introducción.

Los costos de obra juegan un papel importante en la toma de decisiones para la inversión de un proyecto de edificación, los desarrolladores inmobiliarios procuran, en la medida de lo posible, que la inversión tenga como resultado final un *costo-beneficio* aceptable para la rentabilidad del inmueble, es por ello de la importancia de incluir el costo de inversión en los proyectos de edificación. Para el caso de este estudio, se presentan los costos de los conceptos de obra de mayor relevancia en el diseño de los elementos estructurales, y que indican de manera puntual el impacto económico que tiene el considerar diferentes criterios para definir las rigideces efectivas a flexión en los elementos de las estructuras de concreto reforzado.

Los costos de precios unitarios de los conceptos de acero de refuerzo, cimbra y concreto premezclado, se tomaron de acuerdo al tabulador de edificación de la Secretaría Técnica de Infraestructura y Planeación del Estado de Chiapas, emitido el 01 de Julio de 2013, ajustando el costo de materiales debido a la alza de precios actuales, lo anterior con el fin de atender el impacto de costos de obra negra de los conceptos mencionados.

### 3.2 Comparativa de costos de marcos estructurales asociados a la aplicación de las diferentes hipótesis para definir *Ele*.

En esta sección se presenta una evaluación del impacto económico asociado a la selección de diferentes criterios para la definición de las rigideces efectivas a flexión de los elementos estructurales. Como se comentó, los criterios considerados son: secciones gruesas, NTCC-04 y NTCC-17.

Como se pudo observar, para cumplir con el criterio de diseño por rigidez al límite, las secciones transversales obtenidas con cada hipótesis de diseño varían entre sí, de la misma manera ocurre con las demandas de acero de refuerzo. En las figuras 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4 se presentan las comparativas de costos para todos los modelos de marcos en función de volúmenes de concreto, cimbra, acero de refuerzo y costo total. Los costos totales relativos se calculan tomando como base los valores asociados a las hipótesis de las NTCC-04.





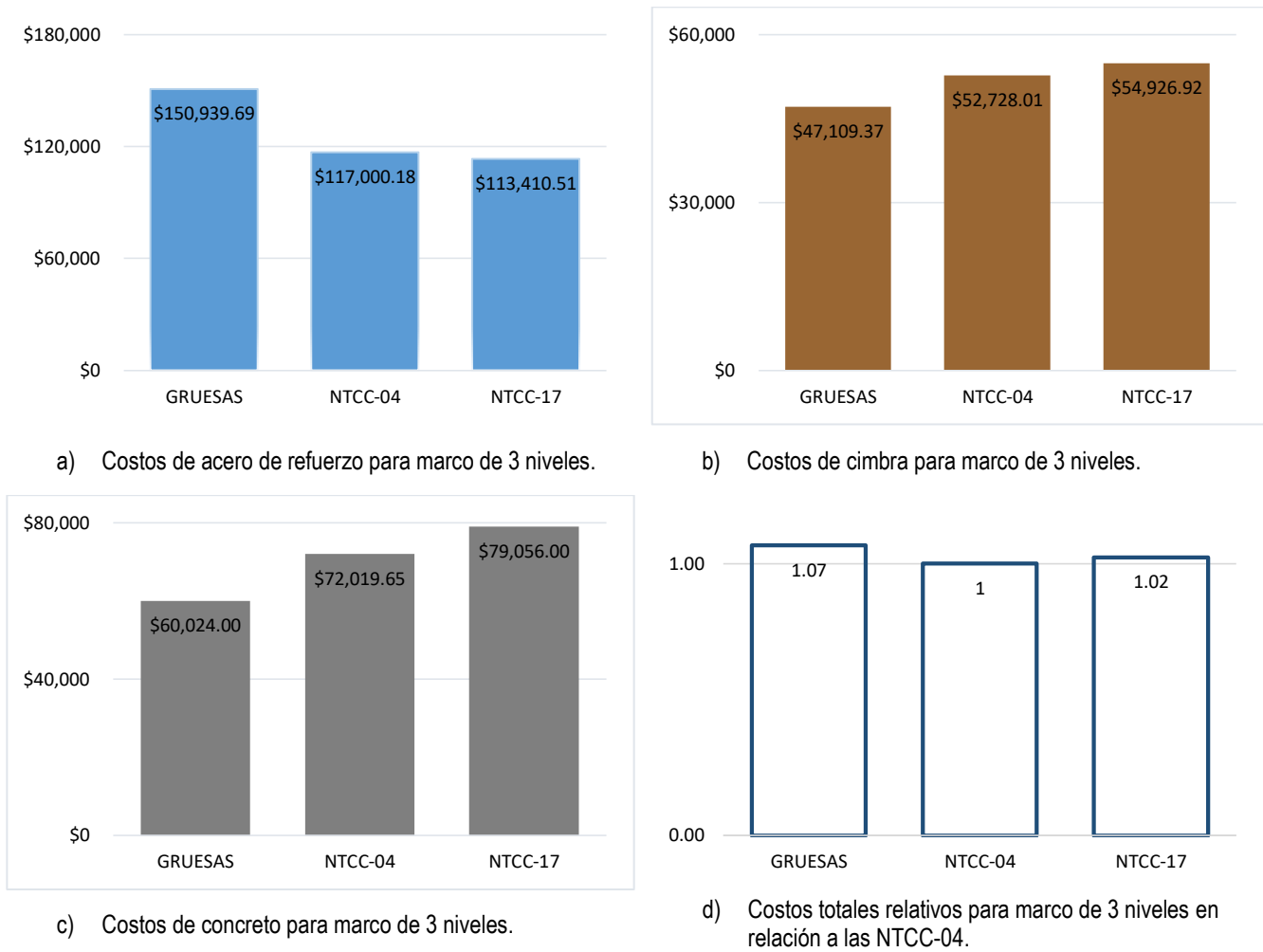
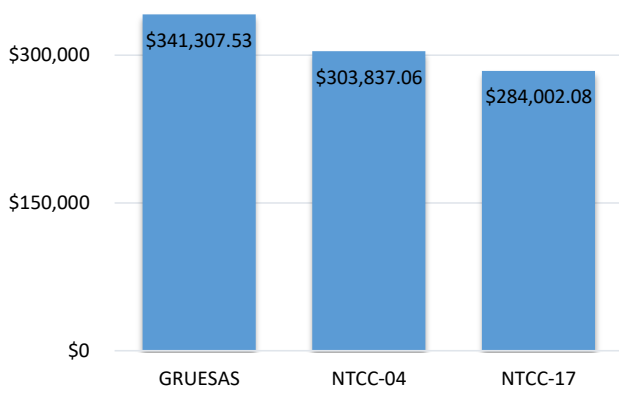


Figura 3.1 Comparativa de costos para marco de 3 niveles

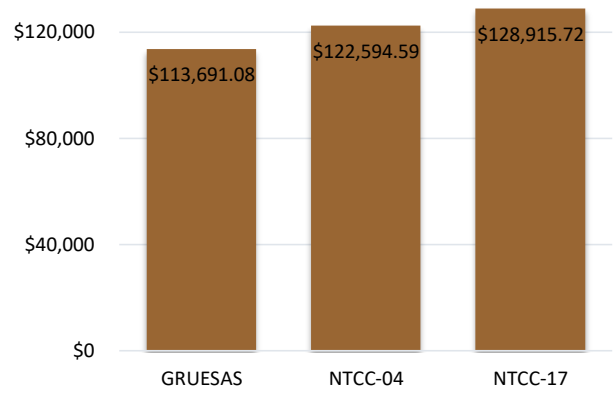
Como se observa en las comparativas anteriores, para el marco de 3 niveles, la demanda de acero de refuerzo tiene mayor impacto considerando secciones no agrietadas, es decir, tomando rigideces efectivas a flexión como secciones gruesas donde la  $I_e=I_g$  en vigas y columnas. Esto se debe a que las secciones son menos robustas en comparación a las obtenidas con base en los criterios para definir  $I_e$  en las NTCC-04 y NTCC-17. En lo que respecta a volúmenes de cimbra y concreto, el diseño basado en la propuesta de las NTCC-17 tiene un costo mayor en relación al basado en las NTCC-04 y secciones gruesas, lo cual se debe a que las secciones son más robustas y resistentes, por lo tanto, a diferencia de las secciones no agrietadas tienen menos demanda de acero. En este marco de baja altura, aun teniendo menos volumen de cimbra y concreto, la propuesta con secciones gruesas refleja un costo mayor con respecto al obtenido con las hipótesis de las NTCC-04.

Para el caso del marco de 6 niveles, el costo mayor en acero de refuerzo se sigue presentando al considerar la hipótesis de secciones gruesas, debido a las dimensiones de las secciones en los elementos y las demandas por sismo, como se mencionó anteriormente. En lo que respecta a volúmenes de cimbra y concreto, las mayores demandas se asocian a la propuesta de las NTCC-17, debido, claramente, a que los factores de reducción empleados para el cálculo de la rigidez efectiva a flexión en los elementos estructurales ( $0.7I_g$  en columnas y  $0.5I_g$  en vigas) son más severos que en la versión de las NTCC-04.

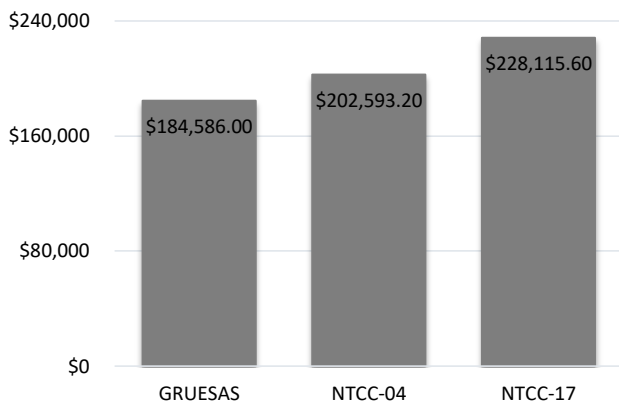




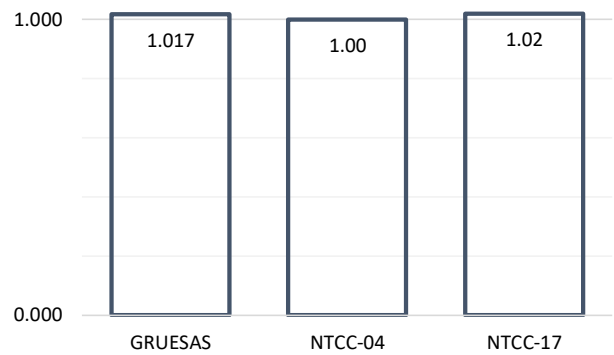
a) Costos de acero de refuerzo para marco de 6 niveles.



b) Costos de cimbra para marco de 6 niveles.



c) Costos de concreto para marco de 6 niveles.



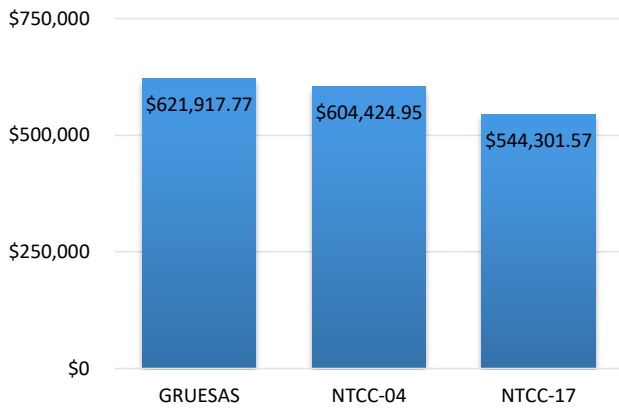
d) Costos totales relativos para marco de 6 niveles en relación a las NTCC-04.

**Figura 3.2 Comparativa de costos para marco de 6 niveles.**

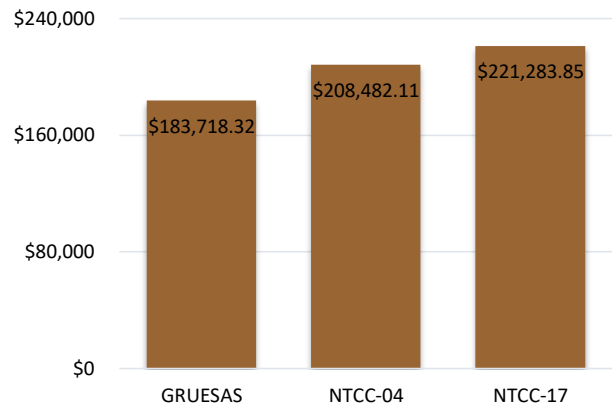
Asimismo se puede notar que, al igual que en el modelo de tres niveles, el costo total asociado a la hipótesis de secciones gruesas (*no agrietadas*), es mayor al de las NTCC-04, y muy similar al de las NTCC-17. Esto se debe a la mayor demanda de acero por considerar secciones gruesas, reflejando solamente un costo menor en relación a las NTCC-04 en lo que respecta a volúmenes de cimbra y concreto. Cabe mencionar que el precio unitario del acero de refuerzo es significativo dentro del costo total de los marcos. Para el modelo de 6 niveles, se tiene mayor costo total al considerar la hipótesis de secciones gruesas en relación a la hipótesis de las NTCC-04. Los costos totales de las NTCC-17 son muy similares a los basados en las NTCC-04 (diferencia del 2%).

Es importante mencionar que en la práctica se continúan manejando secciones no agrietadas como criterio general para el diseño estructural. Esto se basa en la idea de que si se consideran secciones agrietadas, se incrementa el costo de las edificaciones. Se puede notar que para el caso de los modelos de 3 y 6 niveles, al considerar el agrietamiento únicamente en vigas (criterio de las NTCC-04), se tendría un costo total muy semejante o incluso menor que al considerar secciones sin agrietamiento.

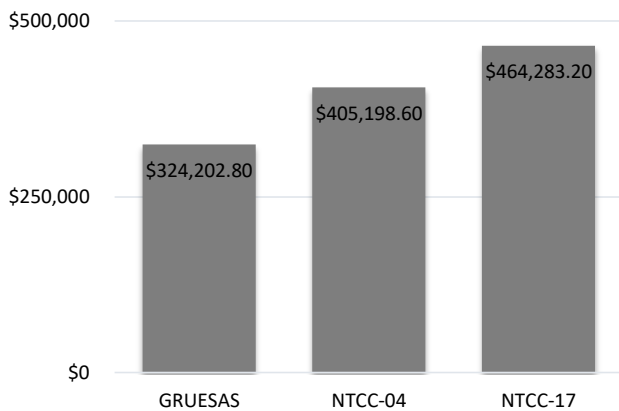




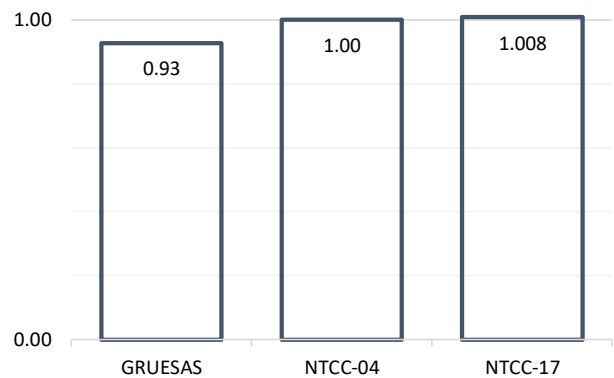
a) Costos de acero de refuerzo para marco de 9 niveles.



b) Costos de cimbra para marco de 9 niveles.



c) Costos de concreto para marco de 9 niveles.

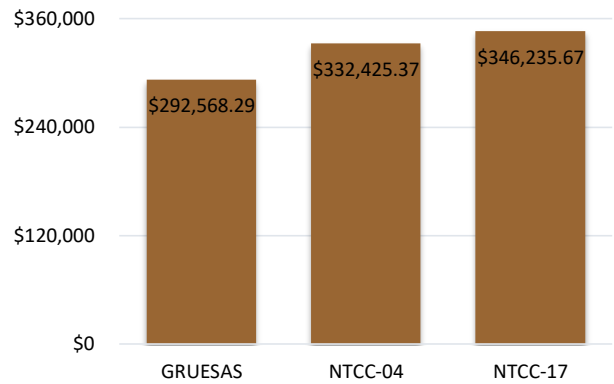
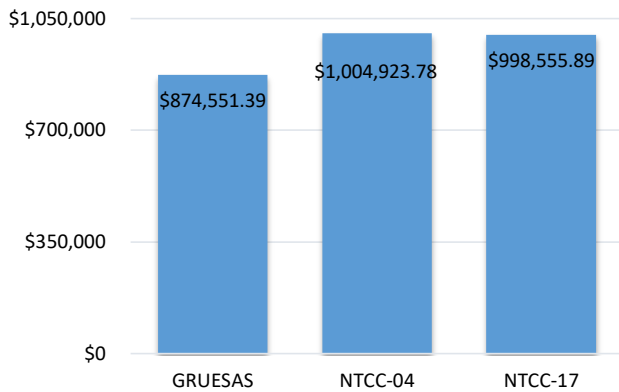


d) Costos totales relativos para marco de 9 niveles en relación a las NTCC-04.

Figura 3.3 Comparativa de costos para marco de 9 niveles.

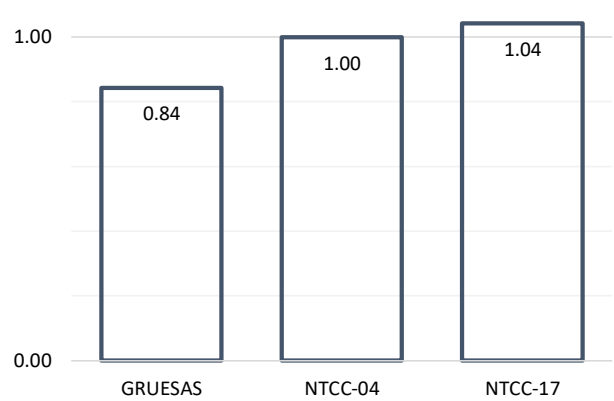
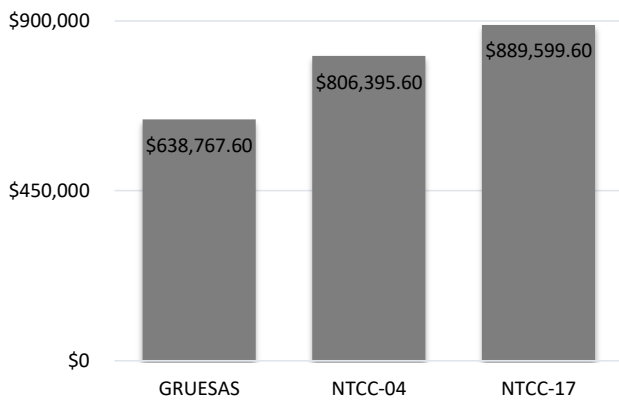
Para el caso del marco de 9 niveles, el costo mayor en acero de refuerzo lo sigue presentando el diseño basado en la hipótesis de secciones gruesas, debido a sus secciones en los elementos y las demandas por sismo. En lo que respecta a volúmenes de cimbra y concreto, rige la propuesta de las NTCC-17 debido a los factores de reducción de rigidez a flexión más severos que propone en los elementos estructurales, 0.7lg en columnas y 0.5lg en vigas, como consecuencia existe mayor demanda de concreto, siendo la propuesta con mayor costo total (fig. 3.3), aunque con fines prácticos, el costo total es idéntico al obtenido con base en las NTCC-04. Asimismo, en este caso, en donde las demandas por sismo son mayores que en los modelos de menor altura (cuyo diseño queda regido por acciones verticales mayoritariamente), el costo total al emplear secciones gruesas (*no agrietadas*) es menor respecto al tomado como referencia (NTCC-04).





a) Costos de acero de refuerzo para marco de 12 niveles.

b) Costos de cimbra para marco de 12 niveles.



c) Costos de concreto para marco de 12 niveles.

d) Costos totales relativos para marco de 12 niveles en relación a las NTCC-04.

**Figura 3.4 Comparativa de costos para marco de 12 niveles.**

Para el caso de marco de 12 niveles, el costo mayor en acero de refuerzo se obtiene en el diseño basado en la hipótesis de las NTCC-04 (considerando secciones agrietadas en vigas y gruesas en columnas). Esta demanda en acero se atribuye a las secciones robustas en los elementos que se propusieron y a los elementos mecánicos de flexión y cortante que desarrollan las vigas V-1(50x95 cm) y V-2(50x85 cm). En lo que respecta a volúmenes de cimbra y concreto, rige la propuesta de las NTCC-17 debido a la mayor degradación de rigidez considerada, siendo la propuesta con mayor costo total (4% mayor que la basada en las NTCC-04, fig. 3.4).

El costo total al considerar secciones gruesas (*no agrietadas*) es 16% menor que el costo total basado en las NTCC-04, y 20% menor que el costo basado en las NTCC-17. Claramente, conforme se incrementa la elevación de los marcos (mayor influencia de efectos sísmicos en el diseño), el impacto económico asociado a la consideración del agrietamiento en los elementos estructurales es más evidente y relevante.

Con el fin de tener un panorama más claro de la rigidez de las vigas, y como disminuyen de manera considerable la rigidez global en el sistema de marcos de 12 niveles, en la tabla 3.1 se muestran las inercias efectivas de vigas de acuerdo a los diferentes criterios empleados.



Tabla 3.1 Inercias efectivas en vigas del marco de 12 niveles.

Normativa	Vigas	$I_g$ (cm <sup>4</sup> )	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )
GRUESAS	V-1 50X80 CM	2,133,333.34	2,133,333.34
	V-2 50X70 CM	1,429,166.67	1,429,166.67
	V-3 40X65 CM	915,416.67	915,416.67
NTCC-04	V-1 50X95 CM	3,572,395.83	1,786,197.92
	V-2 50X85 CM	2,558,854.17	1,279,427.08
	V-3 40X65 CM	915,416.67	457,708.33
NTCC-17	V-1 50X95 CM	3,572,395.83	1,786,197.92
	V-2 50X85 CM	2,558,854.17	1,279,427.08
	V-3 40X70 CM	1,143,333.34	571,666.67

Como se observa, la inercia efectiva de las vigas V-1 y V-2 correspondientes al modelo de 12 niveles con base a las NTCC-04, aun contando con secciones mayores a las del modelo considerando secciones gruesas, las rigideces (inercias efectivas) son menores a las gruesas (hasta un 84%), lo que conlleva a tener menor rigidez lateral.

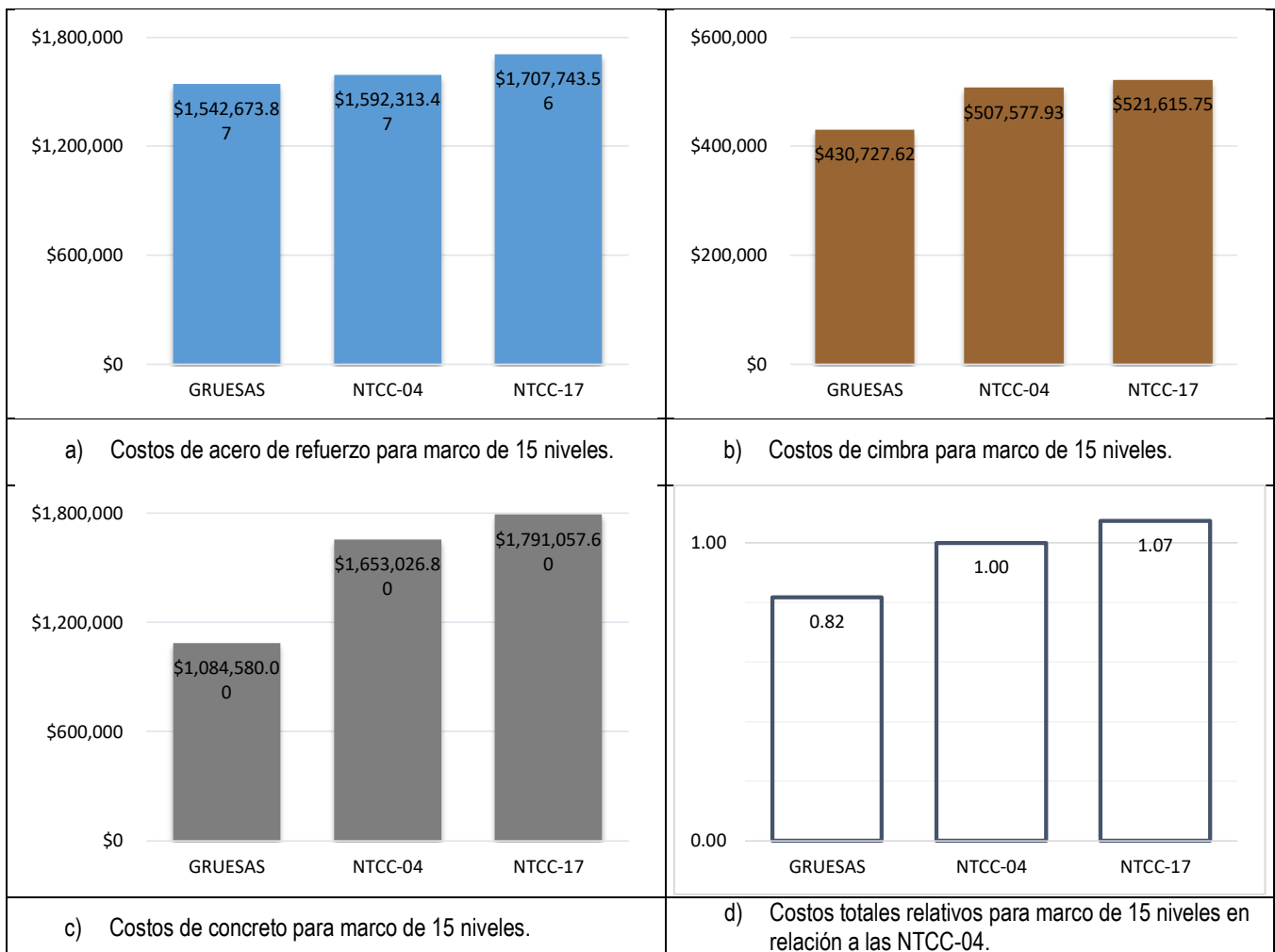


Figura 3.5 Comparativa de costos para marco de 15 niveles.

Para el modelo de 15 niveles se puede notar que las secciones en vigas y columnas son demasiada robustas, Por lo que desde un punto de vista realista, está fuera de una aplicación práctica. Para esta elevación sería necesario el empleo, por ejemplo, de muros de cortante que aporten rigidez lateral al sistema estructural. A pesar de lo anterior, se realizó el diseño, el cual fue complejo, pues es difícil controlar las distorsiones de entrepiso, obligando, como se dijo, al empleo de secciones transversales muy robustas. Para cumplir con las distorsiones de entrepiso asociadas a prevención de colapso en el modelo basado en las NTCC-17, las vigas mantuvieron las mismas secciones transversales y se ubicaron en los mismos pisos, como se configuró con la propuesta de las NTCC-04, modificando únicamente las secciones de las columnas, teniendo como resultado distorsiones de entrepisos similares. Esto se debe a que la consideración adicionales que se propone en las NTCC-17 es el agrietamiento en columnas, manteniendo el mismo factor de agrietamiento en vigas como lo indica las NTCC-04.

En este caso, la variación de costos totales es muy similar a la obtenida en el modelo de nueve niveles. Es decir, la propuesta basada en el uso de secciones gruesas es 18% más económica que la basada en las NTCC-04 y 25% menor que la basada en las NTCC-17. El costo total del diseño basado en las NTCC-17 es 7% mayor que el basado en las NTCC-04.

### 3.3 Criterios alternativos para determinar la rigidez efectiva a flexión.

Existen diversos estudios analíticos que proponen la determinación de la rigidez efectiva a flexión en elementos de concreto reforzado con diferente nivel de detalle. Por ejemplo, de acuerdo a Khuntia y Ghosh (2004a), para el caso de columnas, algunas variables de mayor interés para la determinación de las rigideces efectivas a flexión son: la relación de excentricidad  $e/h$ , la relación de carga axial  $P/P_0$ , la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_g$ , y la resistencia a compresión del concreto  $f_c$ . El concreto de recubrimiento, la distribución del refuerzo longitudinal, y la forma de la sección transversal tienen efectos que pueden despreciarse en la estimación de la rigidez efectiva a flexión de columnas. Asimismo, para el caso de vigas, ellos indican que el parámetro con mayor influencia en la determinación de la rigidez efectiva a flexión es la cuantía de refuerzo a tensión  $\rho$ , y dos parámetros de importancia adicionales son la relación de aspecto ( $b/d$ ), y la resistencia a compresión del concreto  $f_c$ .

Para el caso de columnas de concreto reforzado ellos propusieron la ec. 3.1 para estimar la rigidez efectiva a flexión ( $EI_e$ ). Si los valores de las combinaciones de carga ( $P_u, M_u$ ) son cercanos a la curva que define el diagrama de interacción de diseño, se puede plantear una relación aproximada razonable entre  $P_u/P_0$  y  $e/h$  (ec. 3.2), lo que permite reescribir la ec. 3.1 en función de la relación de excentricidades  $e/h$  (ec. 3.3), o en función de la relación de cargas  $P_u/P_0$  (ec. 3.4).

$$EI_e = E_c I_g \left( 0.80 + 0.25 \rho_g \right) \left( 1 - \frac{e}{h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0} \right) \leq E_c I_g \geq E_c I_{viga} \quad (3.1)$$

$$P_u / P_0 + e / h = 0.7 \quad (3.2)$$

$$EI_e = E_c I_g \left( 0.80 + 0.25 \rho_g \right) \left( 0.65 - 0.5 \frac{e}{h} \right) \leq E_c I_g \geq E_c I_{viga} \quad (3.3)$$

$$EI_e = E_c I_g \left( 0.80 + 0.25 \rho_g \right) \left( 0.30 - 0.5 \frac{P_u}{P_0} \right) \leq E_c I_g \geq E_c I_{viga} \quad (3.4)$$

Para el caso de vigas, Khuntia y Ghosh (2004) presentan las ec. 3.5 para la determinación de rigideces efectivas a flexión tomando en consideración la resistencia nominal del concreto  $f'_c$ , para valores de ( $f'_c \leq 6000$  psi) y la ec. 3.6 para el caso en que se emplean concretos de alta resistencia ( $f'_c > 6000$  psi). De acuerdo a lo autores su propuesta permite obtener valores más realistas de la amplificación de momentos en análisis elásticos de segundo orden, así como una mejor estimación de los desplazamientos al realizar análisis de primer orden. Además, de acuerdo con ellos, las ecuaciones son aplicables para cualquier intensidad de carga, por lo que se pueden evaluar condiciones de servicio y últimas. Los dos trabajos realizados por Khuntia y Ghosh (2004a y 2004b) sentaron las bases para la propuesta del Reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-318 2014), en el que se incluyen de forma alternativa para el cálculo de  $EI_e$  las ecuaciones descritas previamente, pero modificadas por un factor de reducción de rigidez ( $\phi_{kk}=0.875$ ), el cual también está incluido en los valores de  $EI_e$  que se han presentado en las versiones anteriores de este reglamento.

$$EI_e = E_c I_g (0.10 + 25\rho) \left( 1.2 - 0.2 \frac{b}{d} \right) \leq 0.6 E_c I_g \quad (3.5)$$

$$EI_e = E_c I_g (0.10 + 25\rho) \left( 1.2 - 0.2 \frac{b}{d} \right) (1.15 - 4 \times 10^{-5} f'_c) \leq 0.6 E_c I_g \quad (3.6)$$

Elwood y Eberhard (2009) emplearon una base de datos de ensayos ante cargas cíclicas de 221 columnas rectangulares y 108 columnas circulares de concreto reforzado. Para limitar los análisis a columnas típicas de la práctica, los autores consideraron los casos en que la carga axial no excede de  $0.66 A_g f'_c$  y la relación claro de cortante a peralte ( $D/a$ ) es menor a 1.4.

En el estudio los autores toman en consideración las componentes de deformación por flexión, deslizamiento de las barras por falla de adherencia y cortante para la determinación del desplazamiento de fluencia empleado en el cálculo de la rigidez efectiva. Para columnas tanto rectangulares como circulares, la deformación por flexión contribuye entre 50% y 100% de la deformación total, dependiendo de la relación de carga axial y la relación de aspecto. Respecto a la contribución de la deformación por deslizamiento, ésta es nula para columnas con cargas axiales elevadas, pero puede representar hasta un 40% en columnas robustas con cargas axiales bajas ( $P/A_g f'_c < 0.3$ ). Finalmente, con excepción de columnas robustas con cargas axiales elevadas, la contribución de las deformaciones por cortante al desplazamiento de fluencia es inferior al 15%.

Con base en el estudio descrito, los autores propusieron una expresión (ec. 3.7) para la determinación de las rigideces efectivas de columnas de concreto sin necesidad de recurrir a relaciones momento-curvatura.

$$0.2 \leq EI_e/EI_g = \frac{0.45 + 2.5P/A_g f'_c}{1 + 110 \left( \frac{d_b}{D} \right) \left( \frac{D}{a} \right)} \leq 1.0 \quad (3.7)$$

En la ec. 3.7  $d_b$  es el diámetro de las barras longitudinales,  $D$  es el diámetro de columnas circulares o el peralte total en columnas rectangulares en la dirección de la carga, y  $a$  es el claro de cortante. Ya que el diámetro de las barras generalmente no se conoce al iniciar el análisis de la estructura, los autores recomiendan usar  $d_b/D$  igual a 1/25 para columnas de puentes y 1/18 para columnas de edificios.

Rodríguez y Restrepo (2012), evaluaron la rigidez lateral efectiva de un conjunto de columnas rectangulares previamente ensayadas ante cargas laterales cíclicas reversibles, se emplearon únicamente 19 especímenes representativos de columnas en edificios. Los autores indican que existe una fuerte correlación entre la rigidez efectiva y la relación de carga axial ( $P/A_g f'_c$ ), donde nuevamente  $P$  es la carga axial actuante,  $A_g$  es el área transversal de la columna y  $f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto medida en los cilindros de prueba correspondientes a los especímenes. Además, indican que para

valores de esta relación menores que 0.3, que se pueden considerar típicos en columnas de edificaciones de concreto, los valores de la inercia efectiva son menores que  $0.4I_g$ . Lo anterior concuerda nuevamente con lo reportado por Elwood y Eberhard (2009); sin embargo, es contrario a lo reportado por Khuntia y Ghosh (2004a y 2004b), donde se muestra que, para una excentricidad fija, conforme se incrementa el nivel de carga axial, la rigidez efectiva de las columnas decrece.

Rodríguez y Restrepo (2012) proponen una expresión que varía linealmente (ec. 3.9) para evaluar el momento de inercia efectivo,  $I_e$ , de columnas rectangulares de concreto reforzado.

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

De acuerdo con esos autores, para los casos en que la relación de carga es menor que 0.3 ( $P/A_g f'_c < 0.3$ ), las NTCC-04 y el ACI 318-11 estarían sobrestimando la rigidez de estas columnas en más del 100%, pues en ambos casos se especifica que para el análisis se considere el valor de  $I_g$ . Es de gran interés resaltar que, de acuerdo a los autores, en los resultados experimentales la rigidez efectiva en columnas con baja relación de carga axial puede alcanzar valores muy bajos, del orden del 20% del valor de la rigidez correspondiente a la sección bruta, y que sólo para valores de la relación de carga axial mayores que 0.5 se tendría rigideces efectivas mayores que alrededor del 50% de la rigidez correspondiente a la sección bruta.

Como se comenta en Godínez *et al.* (2019), es importante hacer notar que en lo que respecta al caso de estructuras dúctiles, en la sección 7.3.1 de las NTCC-04 y en la 9.3.1 de las NTCC-17 (para estructuras de ductilidad alta), existe un requisito geométrico que indica que el área gruesa de la sección transversal ( $A_g$ ) de columnas no debe ser menor que  $P_u/0.5f'_c$  para toda combinación de carga. Lo anterior podría interpretarse claramente como una restricción en el nivel máximo de la carga axial de diseño para garantizar una capacidad de rotación adecuada; es decir, que la carga de diseño,  $P_u$ , no debe exceder de  $0.5A_g f'_c$ , por lo que en todas las columnas que formen parte de marcos dúctiles ( $Q=4$ ), de acuerdo con los estudios de referencia y la limitante de las NTCC-04 y NTCC-17, la rigidez efectiva a flexión tendría valores inferiores al 50% de la rigidez correspondiente a la sección bruta, lo cual en definitiva tendría un impacto muy significativo en el proceso de diseño sísmico de dichos sistemas estructurales, pues de entrada, el cumplimiento de los criterios de rigidez lateral únicamente se lograrían empleando secciones muy robustas. Lo anterior podría también tener impacto en el costo final del sistema estructural.

Como se comenta en Godínez *et al.* (2019), además de la influencia de las variables ya comentadas en la determinación de la rigidez efectiva, es importante notar que la degradación de rigidez que sufren los elementos estructurales no es únicamente dependiente de la condición que induce la carga que actúa en el elemento (axial, flexión, flexocompresión, flexotensión, cortante o torsión), sino también de su ubicación en planta y elevación. Respecto a esto, existen estudios que muestran, por ejemplo, que las vigas y/o entrepisos ubicados en la parte intermedia de edificios regulares de mediana y gran altura sufren mayores niveles de degradación que las vigas y/o entrepisos ubicados en la parte superior, observando en muchos casos comportamiento elástico en los entrepisos superiores (Tena *et al.* 1996, Luna y Tena 1999 y 2000, Tena y Correa 2008, Tena *et al.* 2008, Godínez y Tena 2011, Tena *et al.* 2012, Godínez *et al.* 2012, Tena y Nangullasmú 2013, Tena y Cortés 2014, Godínez y López 2014, Nangullasmú y Tena 2016), lo cual se observa aún en estructuras con base en marcos de concreto reforzado con fuertes irregularidades estructurales en elevación (Tena 2001, Tena 2010). Además, es importante hacer notar que los autores no muestran el nivel de daño asociado a las rigideces efectivas que se proponen. En realidad, la rigidez de un elemento de concreto se degrada importantemente solo en zonas específicas (previamente consideradas para estar sometidas a grandes demandas de deformación, con fines prácticos, la longitud de articulación plástica), permaneciendo el resto del elemento con un nivel de daño menor, e incluso en algunos casos elástico. Lo anterior podría indicar que las actuales reglas aplicadas para la obtención de rigideces efectivas podrían modificarse de tal manera que los factores empleados para considerar el agrietamiento en los elementos varíe también en función de la ubicación de los elementos estructurales en planta y/o elevación (Tena *et al.* 2008). Lo anterior podría brindar estimaciones más realistas de la respuesta estructural.



### 3.4 Evaluación de criterios alternativos para determinar las rigideces efectivas a flexión.

En esta sección, con la finalidad de evaluar la practicidad de diferentes propuestas para la determinación de las rigideces efectivas a flexión de los elementos estructurales dentro del proceso de diseño sísmico, se lleva a cabo el estudio de un marco de seis niveles considerando los criterios propuestos por los siguientes autores: 1) Khuntia y Ghosh (2004), 2) Elwood y Eberhard (2009) y, 3) Rodríguez y Restrepo (2012). Se toma como referencia la estructuración (*secciones, claros y alturas típicas*) del marco previamente estudiado. Es importante mencionar que para el caso en que se aplican los criterios propuestos por Khuntia y Ghosh (2004), se emplean sus propuestas tanto para vigas como para columnas. Por el contrario, para las dos propuestas adicionales, dado que únicamente se centran en el estudio de columnas, y por ende únicamente existen propuestas para este tipo de elementos, las vigas se modelaron considerando el criterio indicado en las NTCC-17; es decir, su rigidez efectiva a flexión se calcula con el 50% de su inercia gruesa ( $EI_e=0.5EI_g$ ).

En los criterios considerados la relación de carga axial  $P/P_0$  es de gran importancia para la determinación de la rigidez efectiva a flexión en columnas. Por lo anterior, se consideró un criterio práctico para la determinación de dicho parámetro. En este caso, se consideraron cargas promedio por nivel de las columnas centrales y de borde con el fin de reducir el número de factores de rigidez y hacer lo más práctico posible el proceso de evaluación del marco en estudio, como se ilustra en la tabla 3.2 y 3.3. En la figura 3.6 se ilustran las cargas axiales obtenidas en la tabla 3.3, las cuales se emplean para la obtención de las correspondientes rigideces efectivas.

Tabla 3.2 Cargas axiales,  $P_u$ , en columnas.

NIVEL	Cargas, $P_u$ , en columnas (ton.)				
	Borde	Central	Central	Central	Borde
1	96.73	702.36	700.61	702.36	98.06
2	327.40	576.67	575.67	576.67	327.40
3	256.17	454.33	453.35	454.33	256.17
4	99.60	332.85	331.79	332.85	99.91
5	58.35	215.81	215.14	215.81	58.46
6	24.29	41.80	40.98	41.80	24.33

Tabla 3.3 Cargas axiales promedio  $P_u$  en columnas.

NIVEL	Cargas $P_u$ promedio en columnas (ton.)	
	Borde	Central
1	97.40	701.78
2	327.40	576.34
3	256.17	454.00
4	99.76	332.50
5	58.41	215.59
6	24.31	41.53

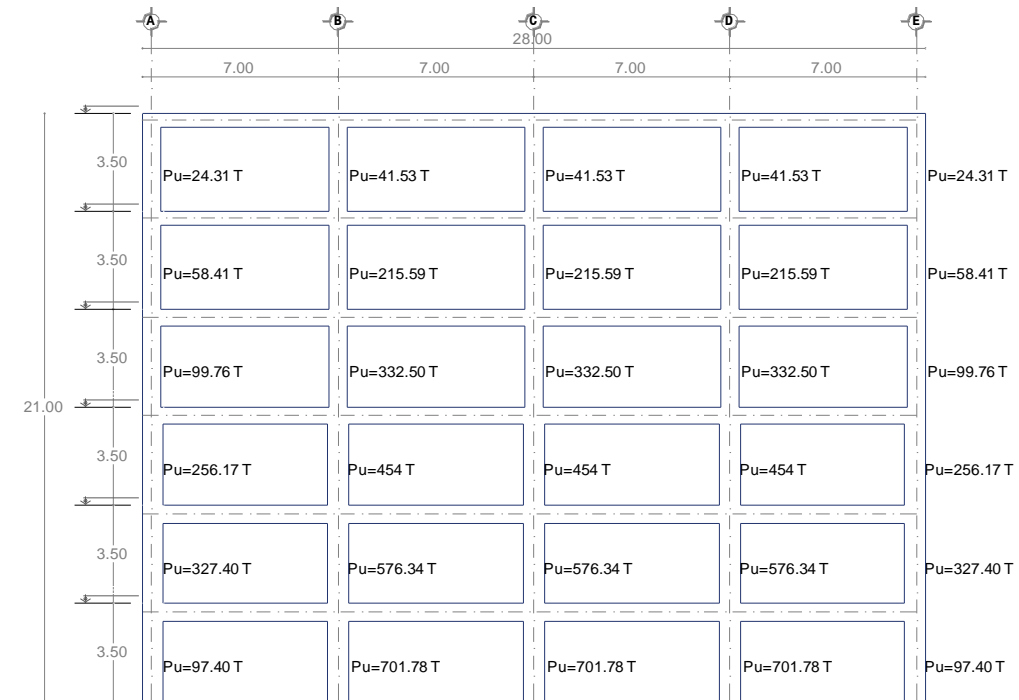


Figura 3.6 Criterio para la determinación de cargas axiales en columnas.

Al aplicar las ecuaciones propuestas por Khuntia y Ghosh (2004) para la determinación de la rigidez efectiva a flexión en los elementos, se obtuvieron valores bajos en columnas y vigas respecto a lo que se indica en la propuesta de las NTCC-04. En la figura 3.7 se muestran los valores de rigidez efectiva a flexión en los elementos obtenidos con dicha propuesta. Es importante hacer notar que en este caso, para algunas columnas, los valores de la rigidez efectiva estuvieron por debajo del límite inferior, que corresponde a considerar el elemento como una viga (elemento en flexión), por lo que en esos casos, el cálculo de la rigidez efectiva se realizó con base en las ecuaciones correspondientes a vigas.



Figura 3.7 Factores de rigidez efectiva a flexión en elementos de acuerdo a Khuntia y Ghosh (2004).

Al realizar el diseño por rigidez basado en los criterios propuestos por Khuntia y Ghosh (2004) para determinar  $EI_e$ , para cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles asociadas al estado límite de prevención de colapso ( $\Delta_{max} = 0.015$ ), como se indica en las NTCDS-04, se requieren secciones más robustas en los elementos del marco respecto a aquellas necesarias considerando el agrietamiento como se indica en las NTCDS-04. Es importante notar que, a pesar de que en este caso se emplean factores de rigidez inferiores a los especificados en las NTCDS-04, y dado el criterio de diseño basado en aproximar en lo posible las distorsiones de diseño al límite permisible, se obtienen periodos de vibrar muy parecidos entre sí,  $T = 0.99$  s. y  $T = 1.02$  s, considerando el criterio de Khuntia y Ghosh (2004) y la NTCC-04, respectivamente. Como es normal, dados los bajos valores de los factores de rigidez obtenidos, el marco resulta muy flexible, por lo que es necesario usar elementos estructurales con mayor sección transversal para cumplir con los límites de distorsión.

Otro aspecto importante es que durante el análisis del marco se pudo verificar que en el diseño de columnas predominaban más las combinaciones de cargas verticales que las sísmicas (*debido a la altura del modelo*), lo que conlleva a que las cuantías de acero requeridas en columnas se mantuvieron en un rango del 0.5 a 0.6%, siendo menores a las determinadas al emplear los criterios de las NTCC-04.

En la evaluación de las ecuaciones que presentan Elwood y Eberhard (2009) para la determinación de la rigidez efectiva a flexión en columnas, en el análisis del marco en estudio se consideraron para las vigas un factor de rigidez efectiva  $EI_{ev} = 0.50EI_c$  como se mencionó anteriormente, asimismo se considera el criterio anterior de cargas promedio en columnas centrales y de borde para la determinación de los factores de rigidez efectiva a flexión en columnas. Con base en lo anterior, en las tablas 3.4 y 3.5 se muestran las cargas axiales netas y promedio en las columnas, respectivamente. En la figura 3.8 se ilustran las cargas promedio en columnas.

Tabla 3.4 Cargas axiales  $P_u$  en columnas.

NIVEL	Cargas $P_u$ en columnas (ton.)				
	Borde	Central	Central	Central	Borde
NIVEL 1	350.28	275.71	271.54	269.48	350.28
NIVEL 2	288.07	526.75	525.40	526.75	288.07
NIVEL 3	216.03	416.61	414.93	416.61	216.30
NIVEL 4	89.38	129.73	127.04	125.90	89.68
NIVEL 5	55.84	86.22	85.11	85.07	55.95
NIVEL 6	43.17	39.54	38.48	39.54	43.17

Tabla 3.5 Cargas axiales promedio  $P_u$  en columnas.

NIVEL	Cargas $P_u$ promedio en columnas (ton.)	
	Borde	Central
NIVEL 1	350.28	272.24
NIVEL 2	288.07	526.30
NIVEL 3	216.03	416.61
NIVEL 4	89.53	127.56
NIVEL 5	55.90	85.47
NIVEL 6	43.17	39.19



Figura 3.8 Criterio para la determinación de cargas axiales en columnas.

En la figura 3.9 se muestran los valores de rigidez efectiva a flexión en los elementos calculados con la propuesta de Elwood y Eberhard (2009).

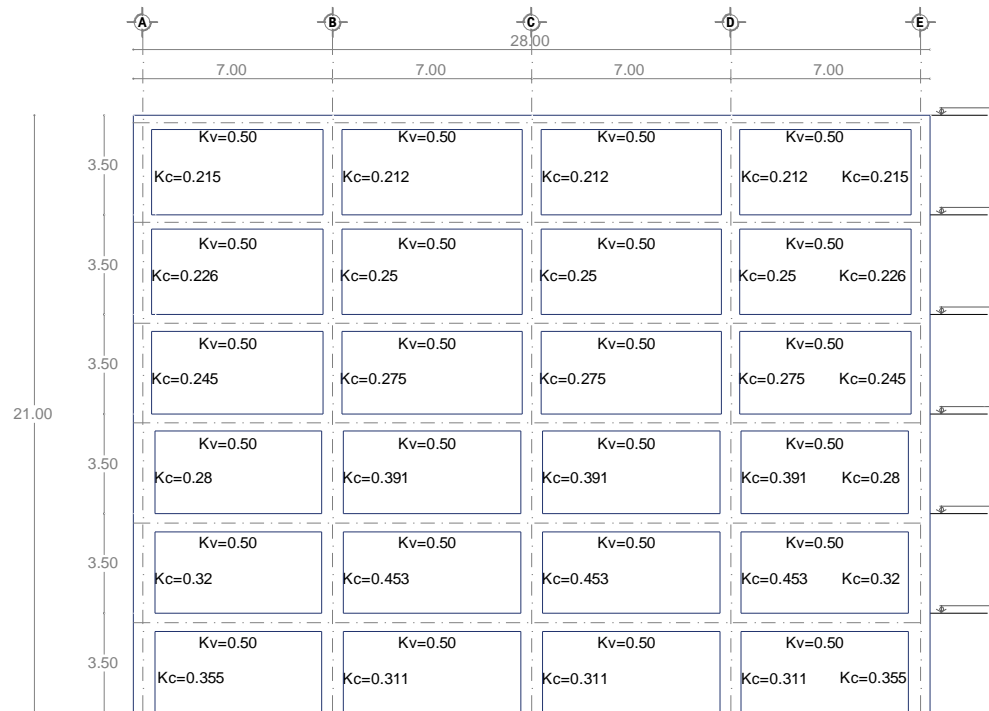


Figura 3.9 Factores de rigidez efectiva a flexión en elementos de acuerdo a Elwood y Eberhard (2009).

A partir de los factores de rigidez efectiva a flexión en columnas aplicando las ecuaciones de Elwood y Eberhard (2009), no existió un incremento significativo en las secciones de columnas y vigas como en la propuesta anterior de Khuntia y Ghosh (2004). Lo anterior se debe a que las ecuaciones que se plantean solo se aplican a columnas y no a vigas, teniendo como resultado secciones transversales no tan robustas que permiten cumplir con las distorsiones de entrepiso permisibles asociadas al estado límite de prevención de colapso ( $\Delta_{max} = 0.015$ ).

Es importante hacer notar que el incremento de las secciones en columnas condujo a disminuir la cuantía de acero de refuerzo en relación a aquellas necesarias considerando el agrietamiento conforme se indica con las NTCC-04. En relación a la sección de los elementos, el marco en estudio tiene un periodo  $T = 1.004$  s., el cual es muy parecido al considerar los factores de rigidez de las NTCC-04 ( $T = 1.02$  s), esto indica que los factores de rigidez tienen un impacto importante en las propiedades dinámicas del marco, y es importante hacer notar que una diferencia significativa de estos valores en columnas en los entrepisos, induciría distorsiones desfavorables más aún si existen cambios de sección de columnas en los niveles.

Por último se evalúa la ecuación que proponen Rodríguez y Restrepo (2012), para la determinación de la rigidez efectiva a flexión en columnas. De igual forma, la expresión solo aplica para este tipo de elementos, considerando para las vigas una rigidez efectiva a flexión del 50% de su inercia gruesa ( $EI_e = 0.5EI_g$ ) en el análisis del marco en estudio, como se indica en las NTCC-04. Se mantiene el criterio anterior de utilizar cargas promedio en columnas centrales y de borde para la determinación de los valores de rigidez en columnas. En las tablas 3.6 y 3.7 se muestran los valores de las cargas axiales que le corresponden a cada columna y las cargas axiales promedio respectivamente para la determinación de los factores de rigidez. En la figura 3.10 se ilustra el marco en estudio con las cargas axiales en columnas para la determinación de los factores de rigidez.

Tabla 3.6 Cargas axiales  $P_u$  en columnas.

NIVEL	Cargas $P_u$ en columnas (ton.)				
	Borde	Central	Central	Central	Borde
NIVEL 1	350.08	275.76	271.52	269.62	350.08
NIVEL 2	287.82	527.03	525.34	527.03	287.82
NIVEL 3	216	416.95	414.87	416.95	216
NIVEL 4	89.27	129.99	127.01	129.95	89.59
NIVEL 5	55.78	86.38	85.09	85.11	55.91
NIVEL 6	22.14	39.63	38.45	39.63	22.18

Tabla 3.7 Cargas axiales promedio  $P_u$  en columnas.

NIVEL	Cargas $P_u$ promedio en columnas (ton.)	
	Borde	Central
NIVEL 1	350.08	272.30
NIVEL 2	287.82	526.47
NIVEL 3	216	416.26
NIVEL 4	89.43	128.98
NIVEL 5	55.85	85.53
NIVEL 6	22.16	39.24

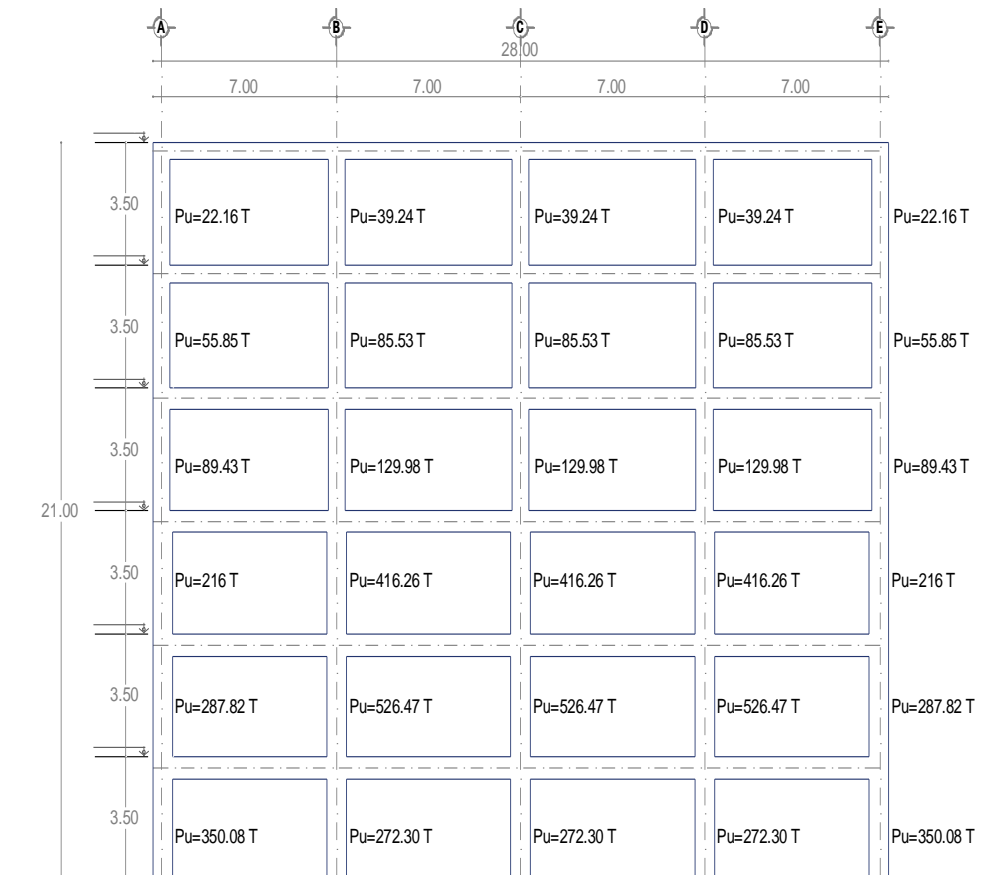


Figura 3.10 Criterio para la determinación de cargas axiales en columnas.

En este caso, se obtuvieron factores muy similares a lo que se determinaron anteriormente con las expresiones de Elwood y Eberhard (2009). En la figura 3.11 se muestran los valores de rigidez efectiva a flexión en los elementos.

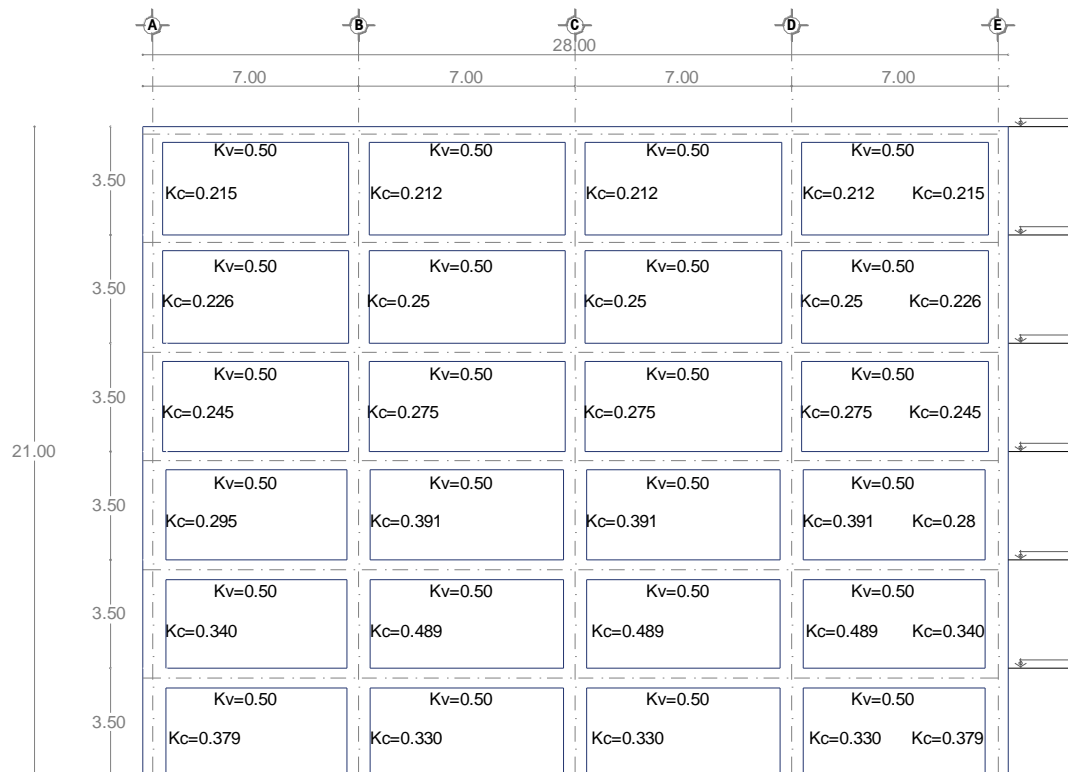


Figura 3.11 Factores de rigidez efectiva a flexión en elementos de acuerdo a Rodríguez y Restrepo (2012).

Con la aplicación de la ecuación que proponen Rodríguez y Restrepo (2012) para la determinación del momento de inercia efectivo a flexión en columnas, se tuvo como resultado un incremento no tan excesivo en columnas y vigas, secciones transversales en los elementos muy parecidos a las que resultaron anteriormente con la expresión que propone Elwood y Eberhard (2009), y menores a las determinadas con la propuesta de Khuntia y Ghosh (2004), esto se debe a que los factores únicamente afectan a columnas y las vigas mantienen el mismo valor de rigidez efectiva, permitiendo que las secciones no sean tan robustas para que cumplan con las distorsiones de entrepiso permisibles asociadas al estado límite de prevención de colapso ( $\Delta_{max}= 0.015$ ).

De lo comentado hasta el momento, es evidente que existen diferentes criterios para la determinación de las rigideces efectivas de secciones de concreto ( $EI_e$ ), las cuales toman en consideración un número diferente de factores y por ende tienen una precisión variable. Es importante hacer mención, que existe una diferencia notable en los valores de rigidez efectiva a flexión en los elementos conforme a las tres propuestas anteriores en comparación a las que indican las NTCC-04 o las NTCC-17, en particular la propuesta de Khuntia y Ghosh (2004) en que se reduce considerablemente la inercia efectiva del elemento, degradando de manera excesiva su rigidez. Este criterio es la base del ACI-318-14. Para tener una idea más clara de la variación de las secciones transversales que resultan con la aplicación de las tres propuestas antes descritas, en la figura 3.12 y tabla 3.8 se muestra el marco en estudio y las dimensiones resultantes de los elementos.

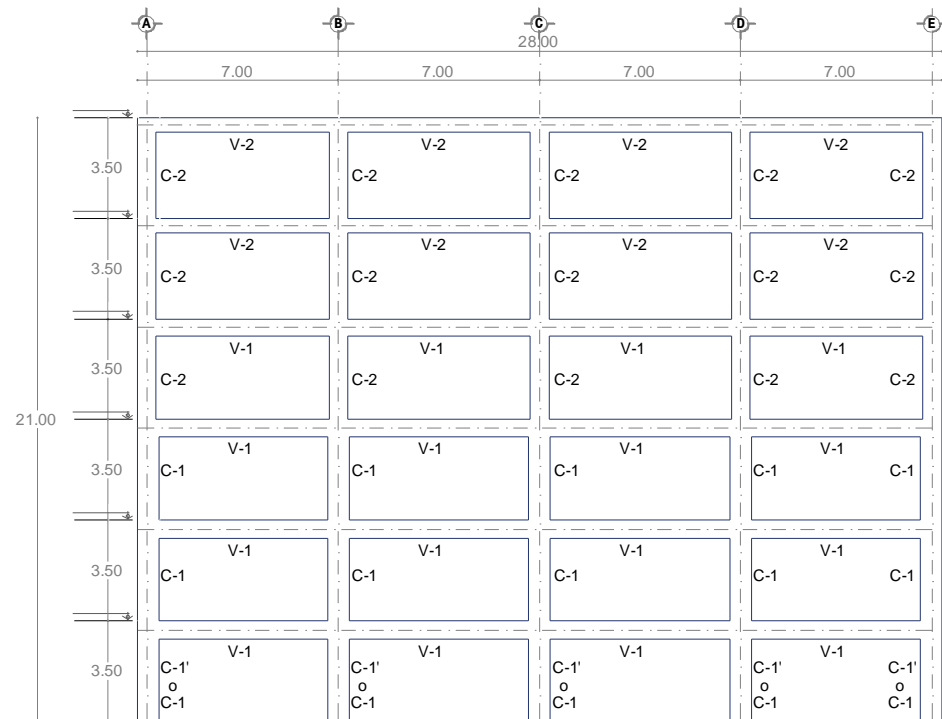


Figura 3.12 Marco en estudio con la ubicación de los elementos estructurales.

Tabla 3.8 Tabla de secciones en los elementos considerando las tres propuestas.

PROPUESTA	C-1 o C-1'	C-2	V-1	V-2
NTCC-04	70 x 70 cm	60 x 60 cm	40x75 cm	30x60 cm
Khuntia y Ghosh (2004).	100x100 cm	85x85 cm	50x95 cm	40x85 cm
Elwood & Eberhard (2009).	80x80 cm	70x70 cm	45x80 cm	35x65 cm
Rodríguez y Restrepo (2012).	80x80 cm	70x70 cm	45x80 cm	35x65 cm

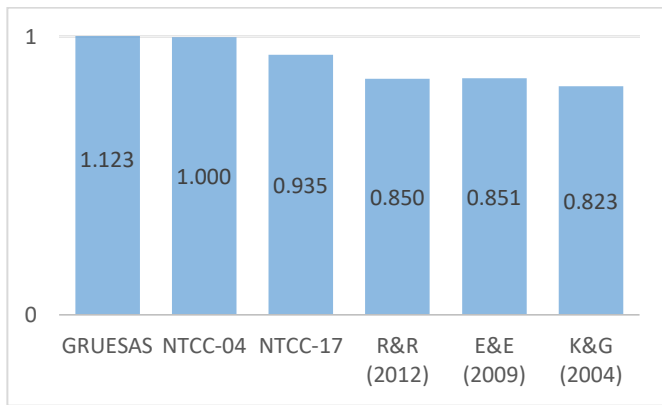
De la tabla 3.8 se puede observar la variación de las secciones transversales en los elementos, que están asociados a los valores de los factores de rigidez efectiva a flexión que se determinaron mediante las ecuaciones de las tres propuestas anteriores. Es importante hacer notar que las tres propuestas dan como resultado secciones más grandes en los elementos estructurales en relación a las determinadas con las NTCC-04. Es claro que lo anterior se debe a que en las NTCC-04 no se considera el efecto de agrietamiento en columnas, manteniendo la sección bruta del elemento, contrario a lo establecido en las ecuaciones de las propuestas anteriores en que sí se castiga la rigidez de las columnas, teniendo que considerar secciones más robustas de tal manera que cumplan con los criterios de rigidez lateral global y resistencia.

Es importante mencionar que la determinación de los factores de rigidez efectiva a flexión en los elementos estructurales con las propuestas anteriores no resulta factible desde el punto de vista de la práctica profesional, pues resulta impráctico determinar factores de rigidez asociados a cada elemento estructural, esto aun tomando un criterio de cargas axiales promedio, como se hizo en esta sección. El empleo de estas propuestas derivaría en un incremento importante de las horas de cálculo e impactaría en los tiempos de entrega en el desarrollo de un proyecto estructural.

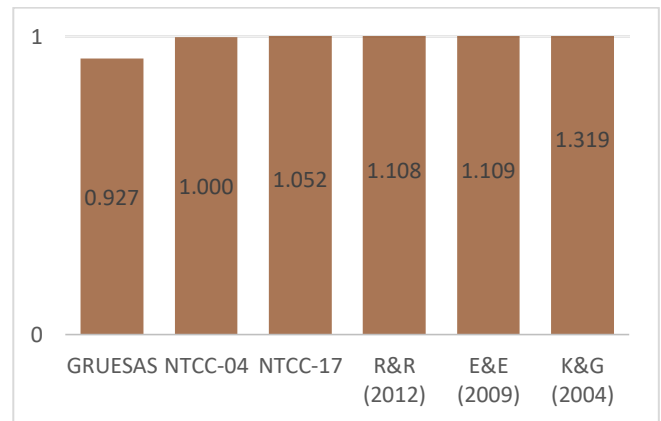


Otro aspecto importante a destacar es la diferencia que existe entre las secciones transversales determinadas con la propuesta de Khuntia y Ghosh (2004) y con la de las NTCC-04, pues hay una variación muy importante en los elementos. En un momento dado, pueden no ser viables desde un punto de vista práctico en el desarrollo de un proyecto estructural, pues aparte de ser elementos muy robustos, que arquitectónicamente no son deseables por la operatividad del proyecto, conduce a que el proyecto incremente de manera sustancial los costos de construcción. A pesar de ello, como se comentó, el criterio propuesto por Khuntia y Ghosh (2004) es la base para las recomendaciones propuestas en el ACI-318-14.

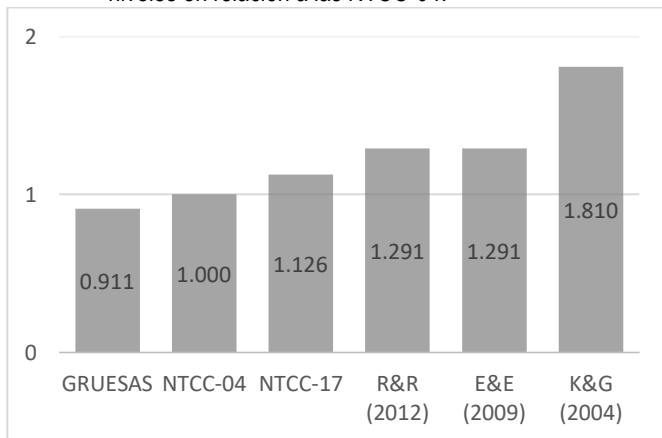
Conforme a lo mencionado anteriormente, se lleva a cabo la determinación de los costos asociados a volúmenes de acero de refuerzo, cimbra y concreto premezclado del marco de seis niveles en estudio conforme a los diseños resultantes de la aplicación de las tres propuestas anteriores: Khuntia y Ghosh (2004), Elwood y Eberhard (2009) y Rodríguez y Restrepo (2012). Esto permite evaluar el impacto que tienen en el costo de volúmenes de obra. En la figura 3.13 se muestran las comparativas de costos relativos tomando como base los resultados de las NTCC-04. Se incluyen los costos asociados al caso en que se consideran secciones gruesas y lo especificado en las NTCC-17.



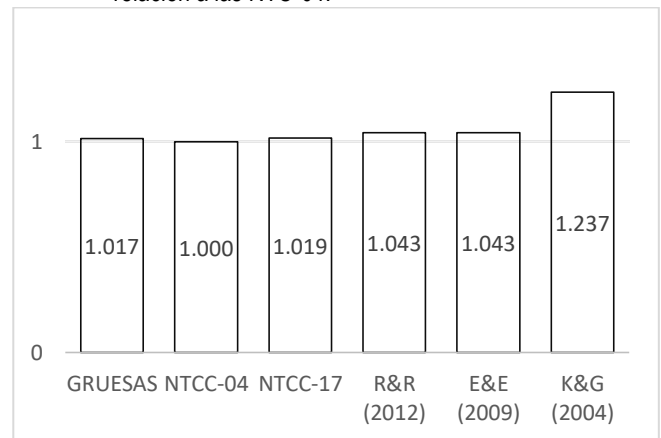
a) Costos relativos en acero de refuerzo para marco de 6 niveles en relación a las NTCC-04.



b) Costos relativos de cimbra para marco de 6 niveles en relación a las NTC-04.



c) Costos relativos de concreto para marco de 6 niveles en relación a las NTCC-04.



d) Costos totales relativos para marco de 6 niveles en relación a las NTCC-04.

Figura 3.13 Comparativa de costos relativos de obra con diferentes propuestas en relación a las NTCC-04.



Tomando como referencia las comparativas anteriores, queda claro que las propuestas de Khuntia y Ghosh (2004), Elwood y Eberhard (2009) y Rodríguez y Restrepo (2012) representa menor costo en volúmenes de acero en relación a las NTCC-04, siendo la de Khuntia y Ghosh (2004) la más representativa, esto se da a partir de los bajos valores de rigidez efectiva a flexión en vigas y columnas, como se mencionó anteriormente, compromete de manera importante la rigidez de los elementos estructurales dando lugar a secciones robustas, disminuyendo las cuantías de acero de refuerzo.

Para el caso de los costos de cimbra, la propuesta de Khuntia y Ghosh (2004) representa mayor costo, evidentemente por las secciones robustas en los elementos, presentando un incremento del 32% en relación a las NTCC-04, asimismo las dos propuestas restantes presentan un incremento similar en el orden del 11% aproximadamente.

Asimismo se puede notar que para los volúmenes de concreto, la propuesta que tiene mayor impacto en los costos es la de Khuntia y Ghosh (2004), presentando un incremento importante del 81% en relación a las NTCC-04, mientras que para las dos propuestas restantes incrementan en el orden de un 29 %.

Como resultado de la evaluación económica de las tres propuestas anteriores, Khuntia y Ghosh (2004), Elwood y Eberhard (2009) y Rodríguez y Restrepo (2012), se observa que la primera es 24% más cara que la propuesta de referencia. Las dos propuestas restantes tienen costos únicamente 4.3% mayores que la de referencia. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la aplicación de cada una de ellas conllevan a un trabajo muy laborioso en cuanto a la determinación de la rigidez efectiva a flexión en los elementos estructurales, en especial la de Khuntia y Ghosh (2004). En general, su aplicación no resulta práctica para el desarrollo de un proyecto estructural, pues se prolongarían los tiempos de análisis y diseño estructural, los que generalmente no se remuneran adecuadamente.



# CAPÍTULO 4

## EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

### 4.1 Introducción.

Para poder evaluar el impacto económico de los cambios en las Nuevas Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Diseño de la CDMX, emitidas en 2017, respecto a los criterios establecidos en la versión de 2004 (NTCC-04), se diseñaron edificios de diferentes alturas, ubicados en zona de lago de la CDMX, con un sistema estructural basado en marcos de concreto reforzado de baja ductilidad ( $Q=2$ , o no dúctiles, conforme a la nomenclatura de las NTC-04).

Dentro de los principales cambios de las NTC-17 respecto a las NTC-04 se encuentran (tabla 4.1):

- 1) El criterio para definir la rigidez efectiva a flexión en columnas
- 2) Las hipótesis para el cálculo de resistencias (*cambio del bloque de esfuerzos*). Desaparece  $f'_c$ .
- 3) Factores de reducción de resistencia
- 4) Factores de carga
- 5) Excentricidades accidentales por piso
- 6) Periodos dominantes del terreno
- 7) La definición del peligro sísmico (*espectros de diseño*), en particular el asociado al estado límite de servicio.
- 8) Cortante basal mínimo.
- 9) Cuantías mínimas de acero de refuerzo longitudinal en columnas.
- 10) Cambio de la definición de la sobrerresistencia (se incluye el efecto de la redundancia).

Tabla. 4.1 Cambios relevantes de las NTC-17 en relación con las NTC-04.

Cambios	NTC-17	NTC-04
Rigidez efectiva a flexión en columnas.	$EI_e=0.7 EI_g$	$EI_e= EI_g$
Hipótesis para el cálculo de resistencia.	$f'_c = 0.85f'_c$	$f''_c=0.85f'_c$ , donde $f^*_c=0.80 f'_c$
Factores de resistencia.	$F_R= 0.90$ Flexión $F_R= 0.75$ Cortante y Torsión. $F_R= 0.70$ Flexión y cortante en losas y zapatas. $F_R= 0.75$ Flexocompresión cuando el elemento falla a tensión. $F_R= 0.75$ Flexocompresión cuando el núcleo este confinado por zunchos o estribos.	$F_R= 0.90$ Flexión $F_R= 0.80$ Cortante y Torsión. $F_R= 0.70$ Flexión y cortante en losas y zapatas. $F_R= 0.80$ Flexocompresión cuando el elemento falla a tensión. $F_R= 0.80$ Flexocompresión cuando el núcleo este confinado por zunchos o estribos.

	$F_R = 0.65$ Flexocompresión cuando el núcleo no está confinado y la falla es en compresión. $F_R = 0.65$ Aplastamiento.	$F_R = 0.70$ Flexocompresión cuando el núcleo no está confinado y la falla es en compresión. $F_R = 0.70$ Aplastamiento.
<b>Factores de Carga.</b>	Cargas Permanentes F.C. = 1.3 Cargas Variables, F.C. = 1.5. Edificaciones del tipo A Cargas Permanentes F.C. = 1.5 Cargas Variables, F.C. = 1.7. Acciones accidentales, F.C. = 1.1 Acciones favorables, F.C. = 0.90	Cargas Permanentes F.C. = 1.4 Cargas Variables, F.C. = 1.4 Edificaciones del tipo A Cargas Permanentes F.C. = 1.5 Cargas Variables, F.C. = 1.5 Acciones accidentales, F.C. = 1.1 Acciones favorables, F.C. = 0.90
<b>Excentricidad accidental por piso.</b>	$1.5e_s + e_a$ o $e_s - e_a$ donde $e_a = [0.05 + 0.05(i-1)/(n-1)]b_i$	$1.5e_s + 0.1e_a$ o $e_s - 0.1e_a$ donde $e_a = 0.1b_i$
<b>Peligro sísmico</b>	Espectros de diseño mediante SASID Factor de Sobrerresistencia R $R = k_1 R_0 + k_2$ $k_1$ = factor de corrección por hiperestaticidad. $R_0$ = factor básico de sobre-resistencia (función del sistema estructural y Q). $k_2 = [0.5(1 - T/T_a)^{1/2}] > 0$	Ecuaciones para la construcción de Espectros de Diseño Factor de Sobrerresistencia R $R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases}$
<b>Revisión por cortante basal.</b>	$V_o \geq a_{min} * W_o$ $a_{min} = 0.03$ ; si $T_s > 0.5s$ . $a_{min} = 0.05$ ; si $T_s > 1.0s$ . $0.03 < a_{min} < 0.05$ $0.5s < T_s < 1.0s$	$V_o \geq 0.80a \frac{W_o}{Q'}$
<b>Cuantías mínimas en columnas para estructuras con baja ductilidad (Q=2).</b>	$\rho_{min} = 0.01A_g$ $\rho_{max} = 0.06A_g$	$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} A_g$ $\rho_{max} = 0.06A_g$
<b>Estados límites de servicio.</b>	$\Delta_{ms} = \frac{Q'R}{6}$ ; si $T_s < 0.5 s$ . $\Delta_{ms} = \frac{Q'R}{6 - 4(T_s - 0.5)}$ ; si $T_s < 0.5 s$ . $\Delta_{ms} = \frac{Q'R}{4}$ ; si $T_s \geq 1.0 s$ .	$\Delta_{ms} = \frac{Q'R}{7}$

## 4.2 Descripción general de los edificios estudiados.

Los edificios estudiados se destinan para uso de oficinas, cuentan con seis, nueve y 12 niveles con plantas regulares con tres crujías en dirección global x y cuatro crujías en dirección global y, de 8 m (figura 4.1). La altura típica de entrepiso es de 3.50 m. El sistema de piso, cuyo detalle de armado se muestra en el Apéndice A de esta tesis, se considera a base de losas macizas de concreto de 10 cm de espesor. En la figura 4.1 se indica la disposición de vigas secundarias en ambos sentidos con la finalidad de distribuir de manera uniforme la carga, como lo recomienda Tena *et al.* (2012).

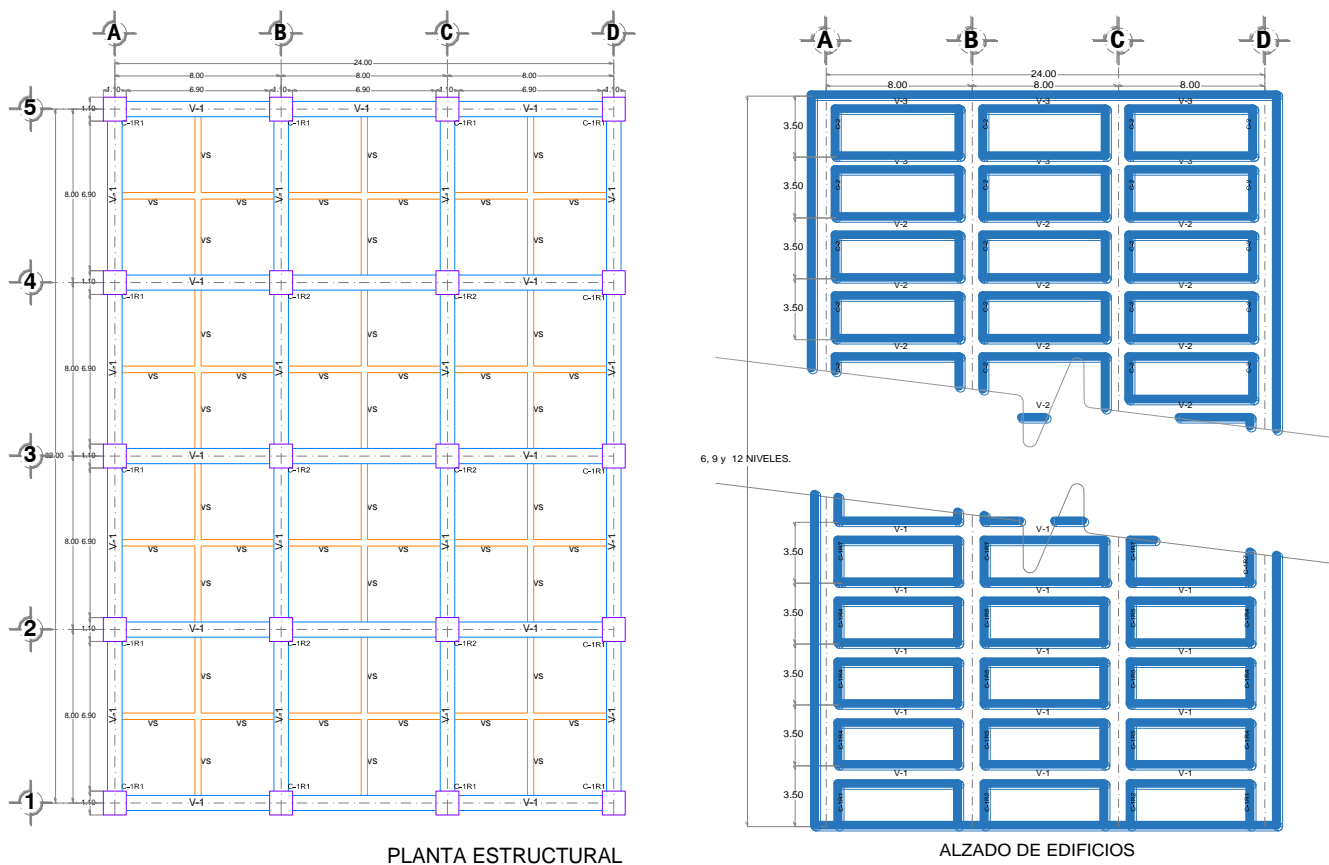


Figura. 4.1 Planta y alzado de edificios en estudio.

### 4.3 Análisis Sísmico.

Para definir el peligro sísmico, se consideró que los edificios se ubican en PEMEX, Lázaro Cárdenas, Portales Norte, 03303 Benito Juárez, Ciudad de México, México (Latitud: 19.37 | Longitud: -99.15), que corresponde a la Zona IIIa. Debido a los cambios que tuvieron lugar en las NTCDS-17 en relación a las NTDS-04, para tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio considerando el periodo más largo del terreno ( $T_s$ ), se consideró un  $T_s=1.188$  s para la construcción de los espectros de diseño, conforme lo indican las versiones de las normas con el fin de hacer las comparativas en cuanto a las demandas sísmicas en los edificios. Es importante aclarar que el peligro sísmico de las NTCDS-04 corresponde a lo estipulado en el Apéndice A de dicho cuerpo normativo. En la figura 4.2 se ilustran los espectros de diseño asociados al peligro sísmico considerado en las disposiciones de las NTCDS-04 y NTCDS-17. Se observa en la tabla 4.2 que el valor del coeficiente sísmico se incrementó en las NTCDS-17 respecto a lo estipulado en las NTCDS-04. Asimismo, los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro varían notablemente, teniendo una meseta similar pero más desfasada a las que indican las NTCDS-04 en su apéndice A. Es importante hacer notar que las aceleraciones reducidas no difieren de manera importante entre ambas versiones de las normas de diseño por sismo.

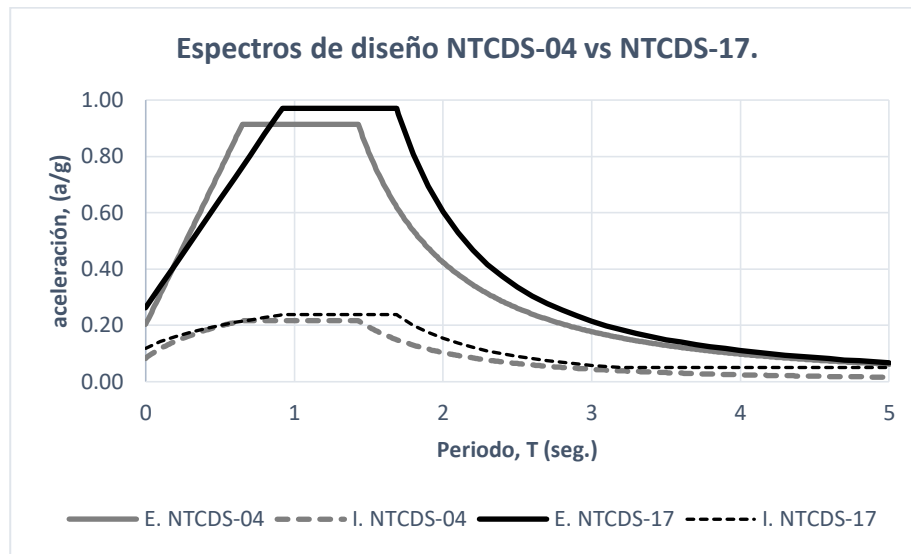


Figura 4.2. Comparativa de los espectros de diseño por sismo conforme a las NTCD-04 y NTCD-17 para un periodo de sitio  $T_s=1.188$ ,  $Q=2$ .

Tabla 4.2. Comparativa de los parámetros para la definición de los espectros de diseño por sismo conforme a las NTCD-04 y NTCD-17.

NTCD-04		NTCD-17	
ELÁSTICO	INELÁSTICO	ELÁSTICO	INELÁSTICO
$a_o=0.203$ g	$a_o=0.081$ g	$a_o=0.262$ g	$a_o=0.117$ g
$T_a=0.65$ s	$T_a=0.65$ s	$T_a=0.92$ s	$T_a=0.92$ s
$T_b=1.43$ s	$T_b=1.43$ s	$T_b=1.687$ s	$T_b=1.687$ s
$c=0.913$ g	$a_{max.}=0.216$ g	$c=0.971$ g	$a_{max.}=0.238$ g

#### 4.4 Criterios de análisis y diseño.

Los análisis de los modelos de los edificios se llevaron a cabo con ayuda del programa ETABS 2016 en su versión 16.2.0 (2017). Para el diseño de los elementos se realizó un análisis modal espectral como se indica en el Apéndice A de las NTCD-04, y en las NTCD-17. Se consideran los efectos  $P-\Delta$  en las combinaciones de cargas gravitacionales y sísmicas, se considera acción de diafragmas rígidos, así como una rigidez del 50% en los nodos como si fueran infinitamente rígidos. Se desprecia la interacción suelo-estructura.

El concreto en los elementos estructurales y sistemas de piso se considera concreto clase I con una resistencia a la compresión  $f'_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia  $f_y=4,200$  kg/cm<sup>2</sup>.

Los elementos estructurales en los edificios se dimensionaron para cumplir simultáneamente con los estados límite de servicio y prevención de colapso, considerando para tal fin, distorsiones de entrepiso límite de 0.004 y 0.015, respectivamente como lo indican las NTCD-04 y NTCD-17. En las NTCD-04 el sismo de servicio se consideraba como una fracción (1/7) del sismo asociado al estado límite de prevención de colapso. Sin embargo, en las NTCD-17 se toman en cuenta nuevas disposiciones para la determinación de las distorsiones de entrepiso asociadas a condiciones de servicio en función del periodo fundamental del edificio.



En la figura 4.3 se muestra, como ejemplo representativo para los edificios, el modelo matemático del edificio de 9 niveles. Para cada versión de las NTC considerada, se adecúa el modelo estructural.

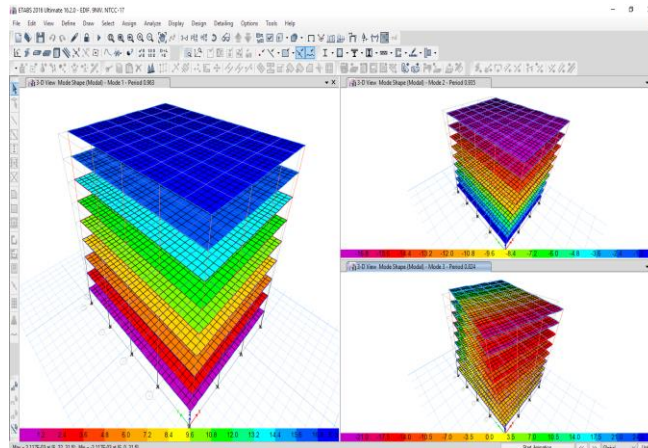


Figura 4.3. Modelo matemático del edificio de 9 niveles.

Para la determinación de las propiedades dinámicas de los edificios evaluados, se verifica que la participación modal de las masas sea mayor al 90%, como lo estipulan las NTCD-04 y las NTCD-17. En la tabla 4.3 se muestran las propiedades dinámicas de los edificios. Asimismo, en la figura 4.4 se muestra la verificación del cumplimiento de la participación modal de las masas correspondiente al edificio de 9 niveles en las dos direcciones globales principales. Las diferencias observadas en los periodos de vibrar en los sistemas estructurales de los edificios se deben a las diferencias en la definición del peligro sísmico en cada versión de la norma.

Tabla. 4.3 Características dinámicas de los edificios.

EDIFICIO		NTC-04	NTC-17
6 NIVELES	T (seg.)	0.849	0.841
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	97.30	97.43
9 NIVELES	T (seg.)	0.987	0.963
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	95.47	95.57
12 NIVELES	T (seg.)	1.125	1.103
	$\Sigma$ Masa Modal (%)	94.18	94.27



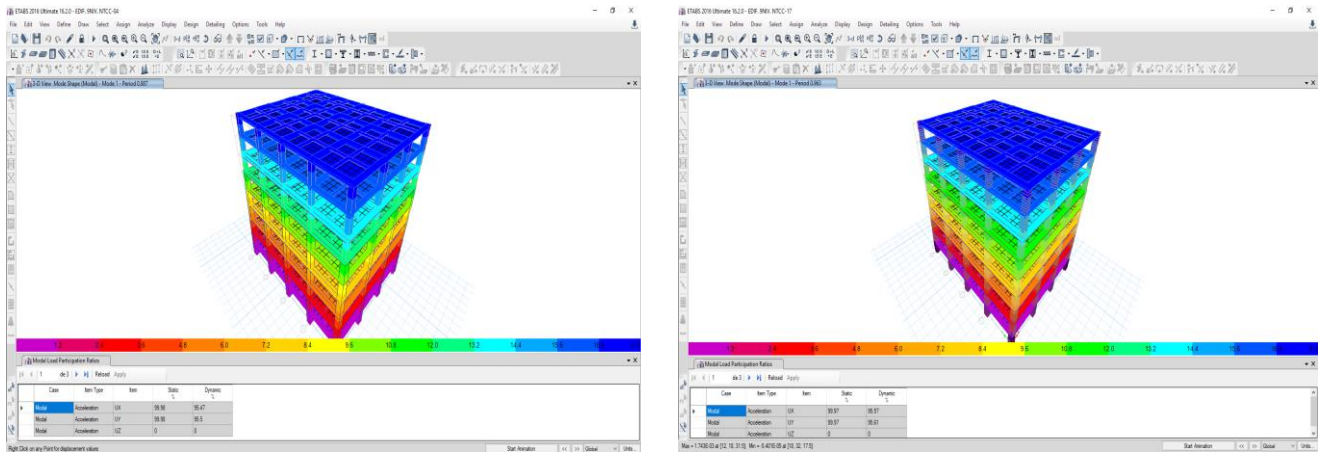
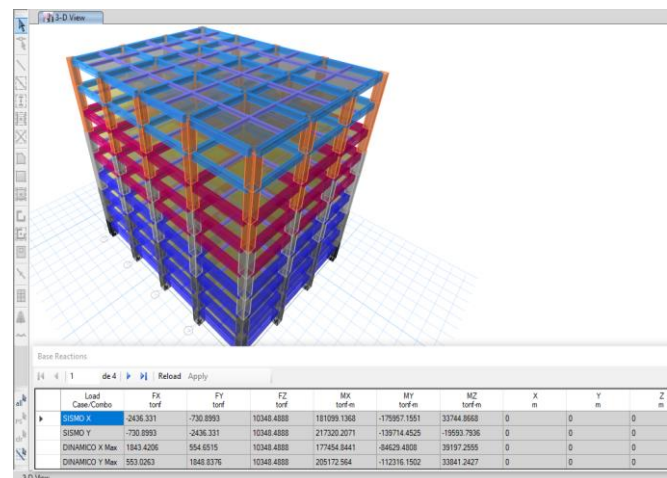
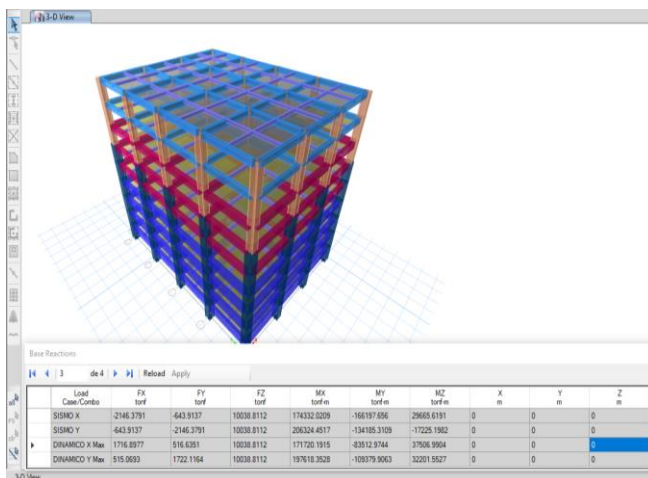


Figura 4.4. Verificación de la participación de las masas como lo indica las NTCD-04 y NTCD-17.

Asimismo, se verifico el cortante basal con ambas versiones de la norma. En la Tabla 4.4 y Figura 4.5 se muestra dicha revisión para el caso del edificio representativo de 9 niveles conforme a las diferentes versiones de las NTCDs. Para el caso de las NTCDs-04, se tuvo que escalar para que el cortante basal dinámico cumpliera con el 80% del cortante basal estático en las direcciones *globales x e y*, como lo indica dicha versión de la norma. En lo que respecta a las NTCDs-17, el cortante basal dinámico corresponde al 76% del cortante basal estático, que dados los cambios en esta versión, cumple, debido a que su límite es menor que en la versión del 2004, como se mostró anteriormente en la tabla 4.1.

Tabla. 4.4 Revisión de cortante basal conforme a las NTCDs-04 y NTCDs-17.

Combinación	NTCDs-04 (ton.)	NTCDs-17(ton.)
Cortante Basal Estático X	2,146.38	2,436.33
Cortante Basal Dinámico X	1,716.92	1,843.42
Cortante Basal Estático Y	2,146.38	2,436.33
Cortante Basal Dinámico Y	1,722.12	1,848.84





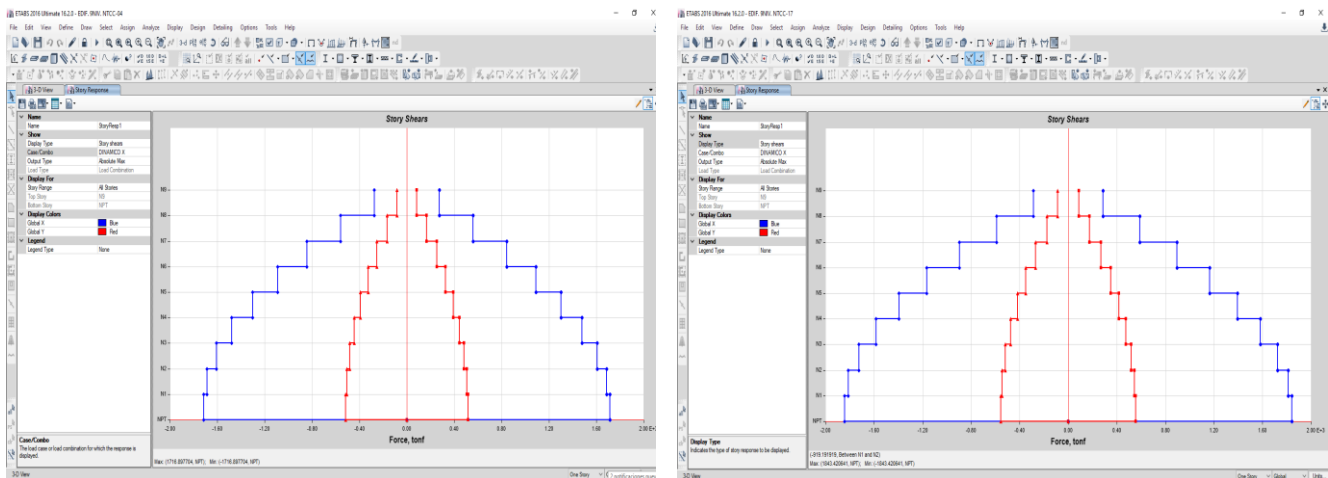


Figura 4.5. Revisión de cortante basal conforme a las NTCCS-04 y NTCCS-17.

Como se puede notar, el cortante basal determinado con los criterios de las NTC-17 es mayor, esto se debe a que las demandas de aceleración son ligeramente mayores que las de las NTC-04. Asimismo, debido a las secciones más robustas de los elementos estructurales determinados con las NTCC-17 en relación a las NTCC-04, se tiene un peso 4.5% mayor en el edificio, esto impacta en las fuerzas inerciales en los pisos, y como resultado final incrementa el cortante en la base del edificio.

#### 4.5 Criterios para determinar la rigidez efectiva en los elementos.

Para la determinación de la rigidez efectiva a flexión en los elementos estructurales se tomaron en cuenta las hipótesis que se indican en las NTCC-04 y las NTCC-17. Por tal razón, se presentan los casos considerando las hipótesis para la definición de  $I_e$ .

**Caso 1.** Se emplean los criterios de las NTCC del RCDF-04, donde se consideran secciones agrietadas en vigas utilizando el 50% de su sección gruesa ( $I_e = 0.5I_g$ ) y columnas con secciones gruesas como efectivas ( $I_e = I_g$ ).

**Caso 2.** Se emplean los criterios de la propuesta de las NTCC del RCDF-17, en donde se considera la rigidez a flexión en las vigas utilizando el 50% del momento de inercia de la sección gruesa ( $I_e = 0.5I_g$ ) y para columnas se considera el 70% del momento de inercia de la sección gruesa ( $I_e = 0.70I_g$ ).

Para el análisis estructural de los edificios de 6, 9 y 12 niveles, se toman en consideración los casos mencionados anteriormente. En lo que respecta al criterio de diseño general, consiste en proponer secciones en los elementos estructurales con las cuales se obtenga un diseño al límite; es decir, que las distorsiones de entrepiso calculadas se aproximen lo más posible a los límites establecidos en las NTCCS para condiciones de seguridad contra colapso y servicio,  $\Delta_{max}=0.015$  y  $\Delta_{max}=0.004$ , respectivamente.

En las figuras 4.6, 4.7 y 4.8 se presentan con líneas azules discontinuas y continuas las distorsiones asociadas a condiciones de servicio conforme a las NTCC-04 y NTCC-17 respectivamente. Asimismo, con líneas negras discontinuas y continuas se indican las distorsiones asociadas al estado límite de prevención a colapso conforme a las diferentes versiones de las normas, y con las líneas verticales discontinuas color gris se indica el límite de las distorsiones ante condiciones de servicio y colapso (0.4% y 1.5%).

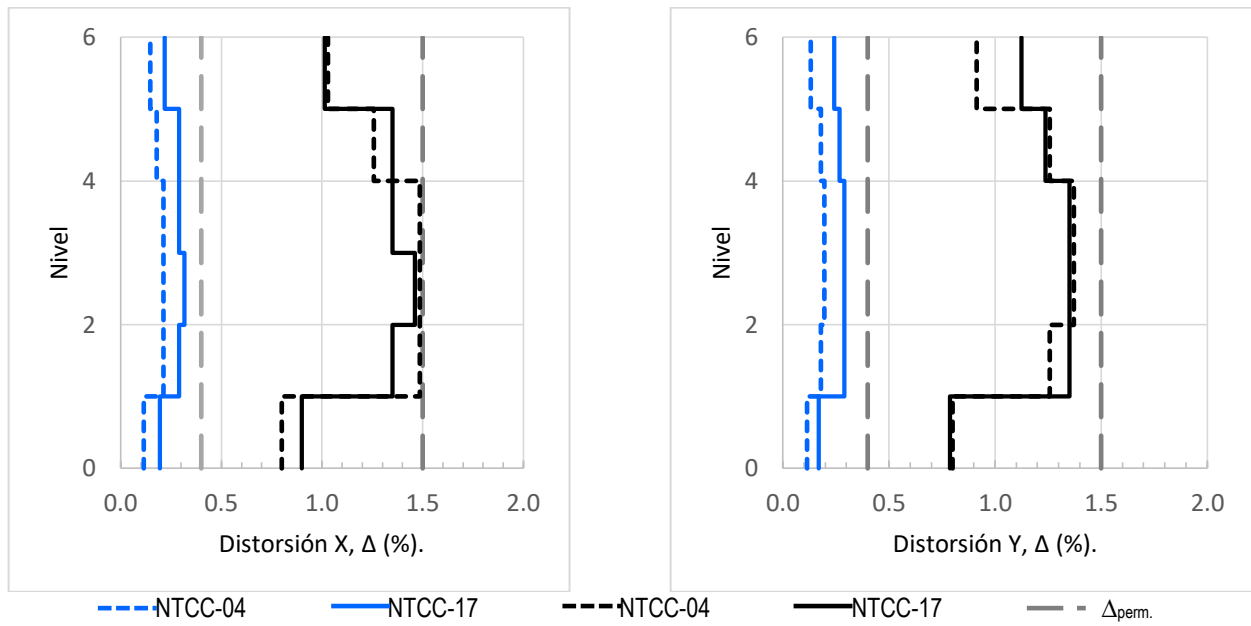


Figura. 4.6 Comparativa de distorsiones de entrepisos para el edificio de 6 niveles

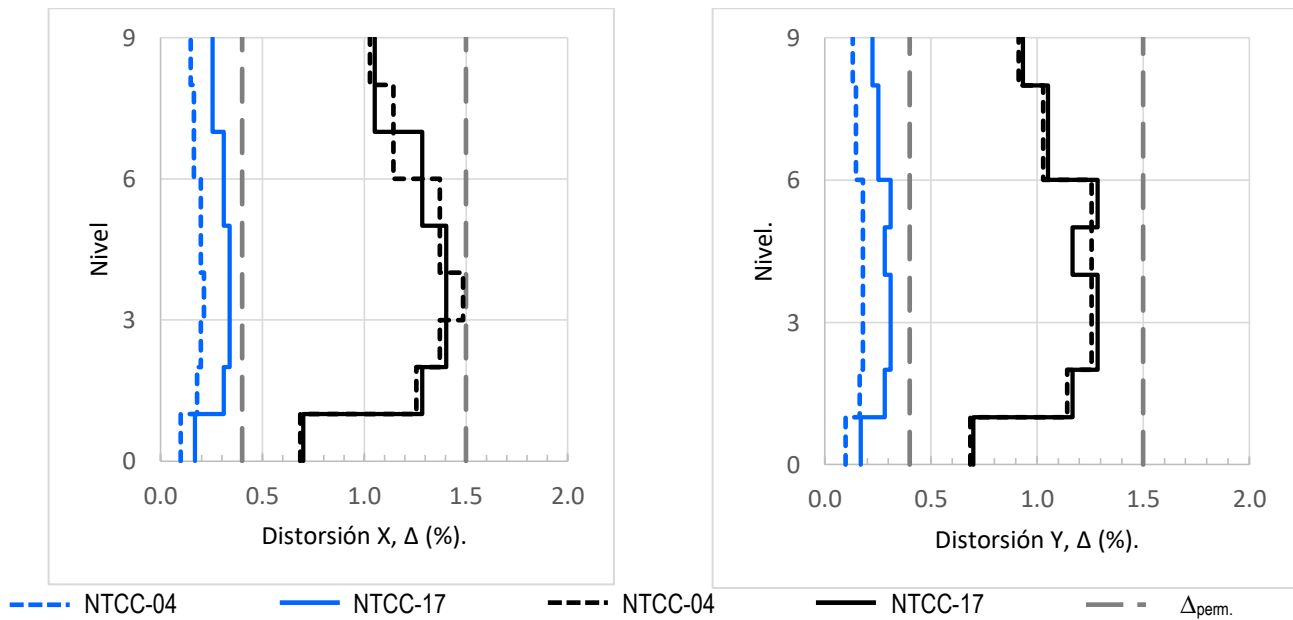


Figura. 4.7 Comparativa de distorsiones de entrepisos para el edificio de 9 niveles

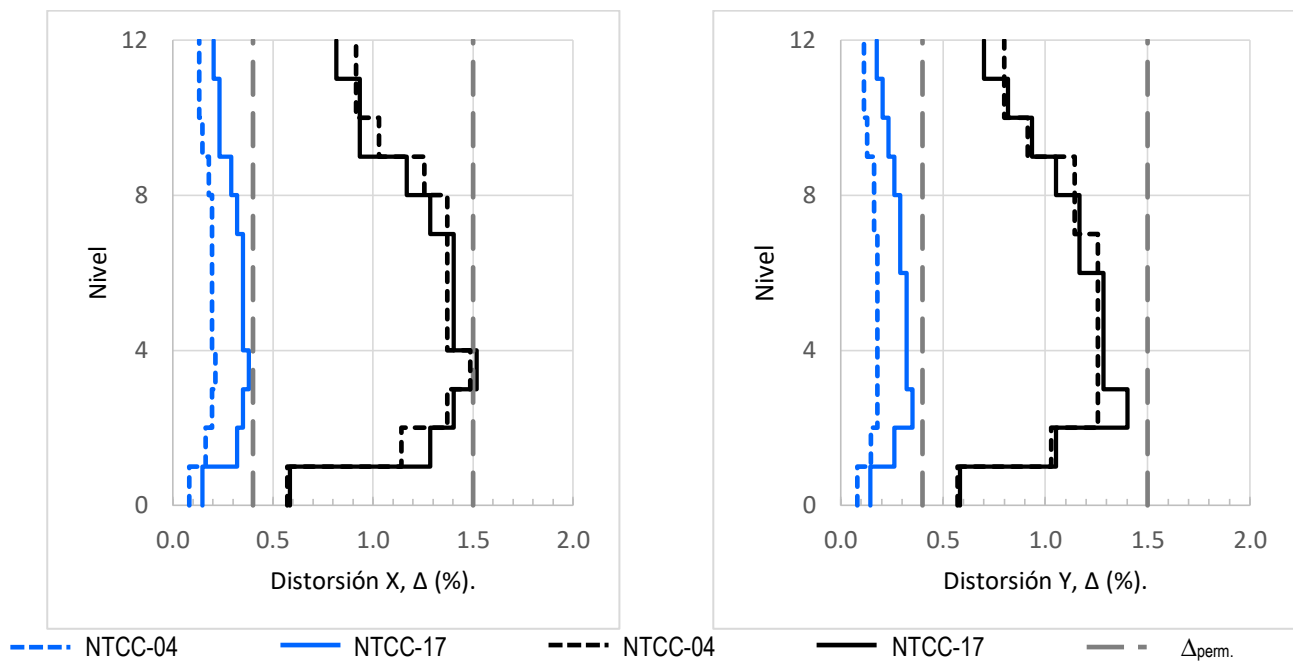


Figura. 4.8 Comparativa de distorsiones de entrepisos para el edificio de 12 niveles

Con las nuevas consideraciones de las NTCDS-17 para la evaluación de las distorsiones de entrepiso ante condiciones de prevención de colapso, existe una diferencia considerable en cuanto a las secciones transversales en las columnas en el edificio de 12 niveles, pues las secciones tuvieron un incremento en un porcentaje mayor para cumplir con las distorsiones, evidentemente esto se debe a las consideraciones de inercia efectiva en los elementos y al incremento de las demandas sísmicas asociadas a los nuevos requerimientos de las NTCDS-17. Para el caso de las distorsiones permisibles ante condiciones de servicio, es clara la diferencia entre las NTCDS-17 y las NTCDS-04, pues con las nuevas disposiciones las distorsiones están más cerca del límite permitido. Por lo tanto, se observó que la revisión de las distorsiones ante condiciones de servicio cobra ahora mayor relevancia, lo cual usualmente no ocurría en las NTCDS-04, donde generalmente regía la condición ante prevención de colapso. De hecho, en varios despachos de diseño estructural, se omitía esta revisión debido a que reflejaba valores de distorsiones de entrepiso mucho menores a las permisibles ante condiciones de servicio o se empleaban las recomendaciones del denominado cuerpo principal, en donde no se indicaba una revisión ante condiciones de servicio.





### 4.6 Diseño de los elementos estructurales.

En la tabla 4.5 se muestra un resumen de las secciones transversales obtenidas en los modelos estudiados considerando los criterios de las NTCC-04 y NTCC-17. Para cumplir con el criterio de diseño al límite, se observa que las secciones transversales de los elementos estructurales demandan mayores dimensiones al considerar los requisitos de las NTC-17 respecto a lo obtenido cuando se consideran las NTC-04.

Tabla 4.5 Secciones de los elementos estructurales en edificios de 6, 9 y 12 niveles de acuerdo a las diferentes normativas.

	HIPÓTESIS	Vigas b x d (cm)	Columnas b x h (cm)
EDIFICIO 6 NIVELES	NTCC-04	55 X 90 (N1-N4)	80 x 80 (N1-N3)
		40 X 75 (N5-N6)	65 x 65 (N4-N6)
	NTCC-17	60 X 90 (N1-N4)	85 x 85 (N1-N3)
		40 X 75 (N5-N6)	70 x 70 (N4-N6)
EDIFICIO 9 NIVELES	NTCC-04	70 X 100 (N1-N4)	105 x 105 (N1-N6)
		60 X 95 (N5-N7)	95 x 95 (N7-N9)
		40 X 75 (N8-N9)	
	NTCC-17	70 X 105 (N1-N4)	110 x 110 (N1-N6)
		65 X 95 (N5-N7)	90 x 90 (N7-N9)
		40 X 75 (N8-N9)	
MARCO 12 NIVELES	NTCC-04	80 X 110 (N1-N6)	135 x 135 (N1-N7)
		75 X 100 (N7-N10)	120 x 120 (N8-N12)
		50 X 80 (N11-N12)	
	NTCC-17	85 X 110 (N1-N6)	145 x 145 (N1-N7)
		75 X 105 (N7-N10)	130 x 130 (N8-N12)
		50 X 80 (N11-N12)	

Con fines ilustrativos, en las figuras 4.9 a la 4.14 se muestran los detalles estructurales de los elementos del proyecto estructural del edificio de nueve niveles conforme a los requerimientos de ambas versiones de las normas técnicas. Del conjunto de secciones y sus armados correspondientes, se puede notar el impacto que tiene el utilizar las nuevas disposiciones de las NTCDS-17 y las NTCC-17 en relación a la versión del 2004. En el Apéndice B de esta tesis se muestran los detalles de cada uno de los diseños realizados (edificios de 6, 9 y 12 niveles).

Para mejor entendimiento de las nomenclaturas en los armados de los elementos estructurales, se indica el significado de cada uno: EXT indica la *ubicación de los estribos en las zonas extremas de las vigas y/o ubicación de los estribos en las zonas extremas superior e inferior de las columnas*, CENT indica la *ubicación de los estribos en la zona central de las vigas*, INT indica la *ubicación de los estribos en la zona intermedia de las columnas*.



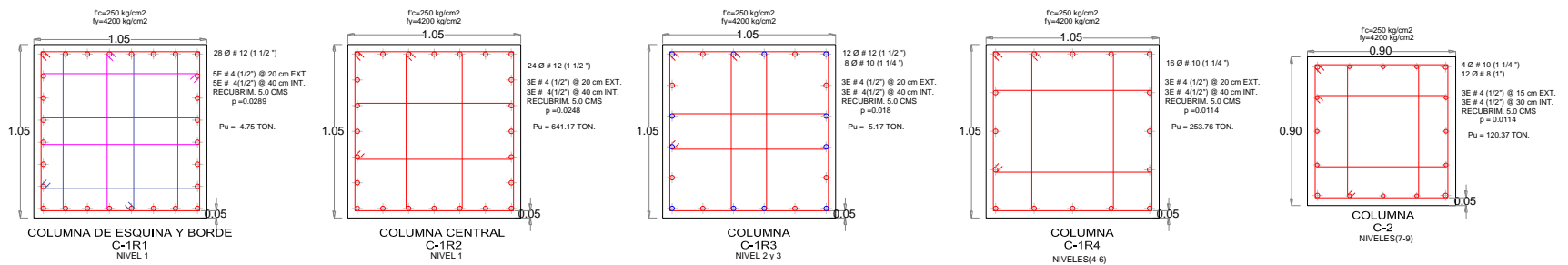
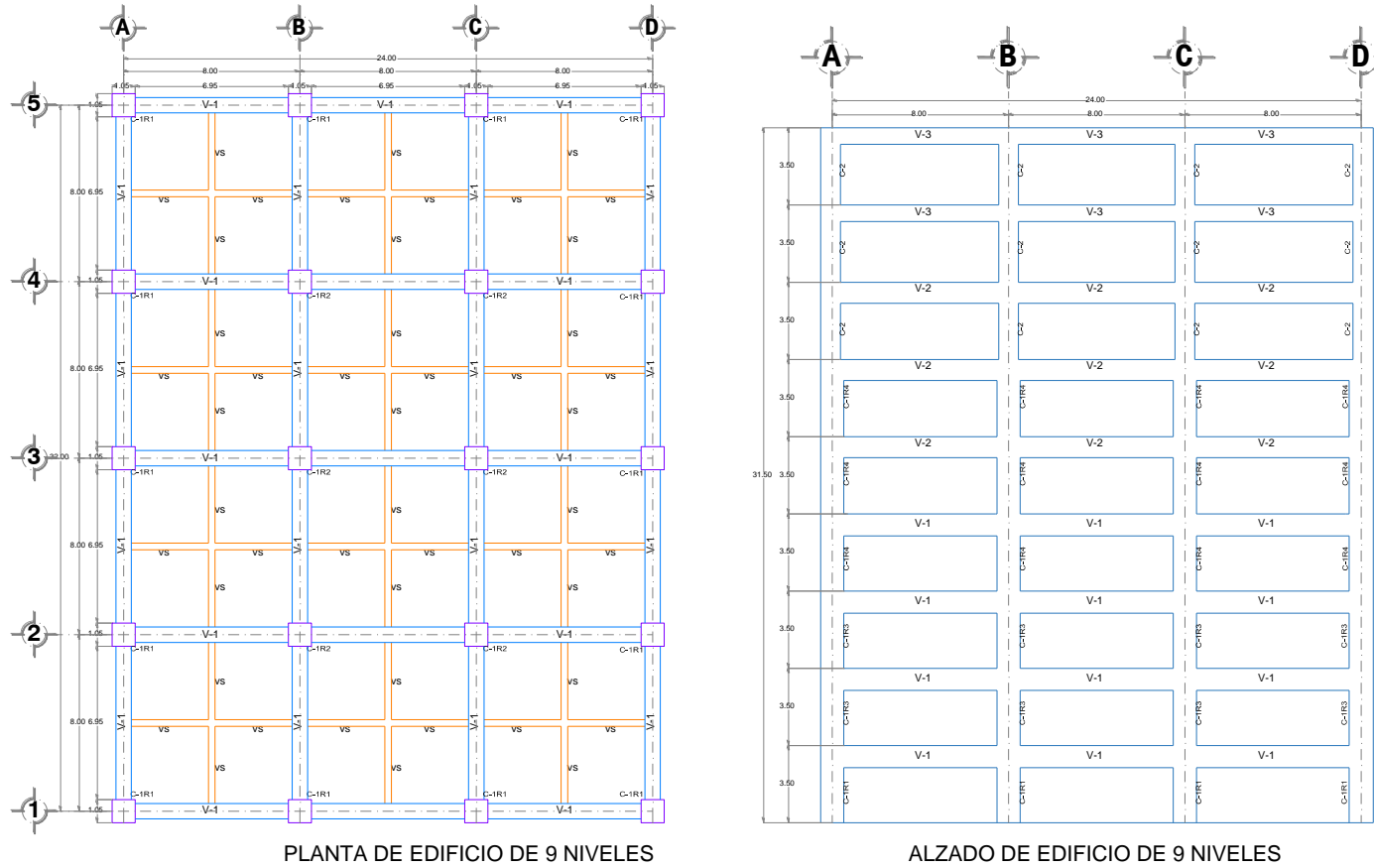


Figura. 4.9 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

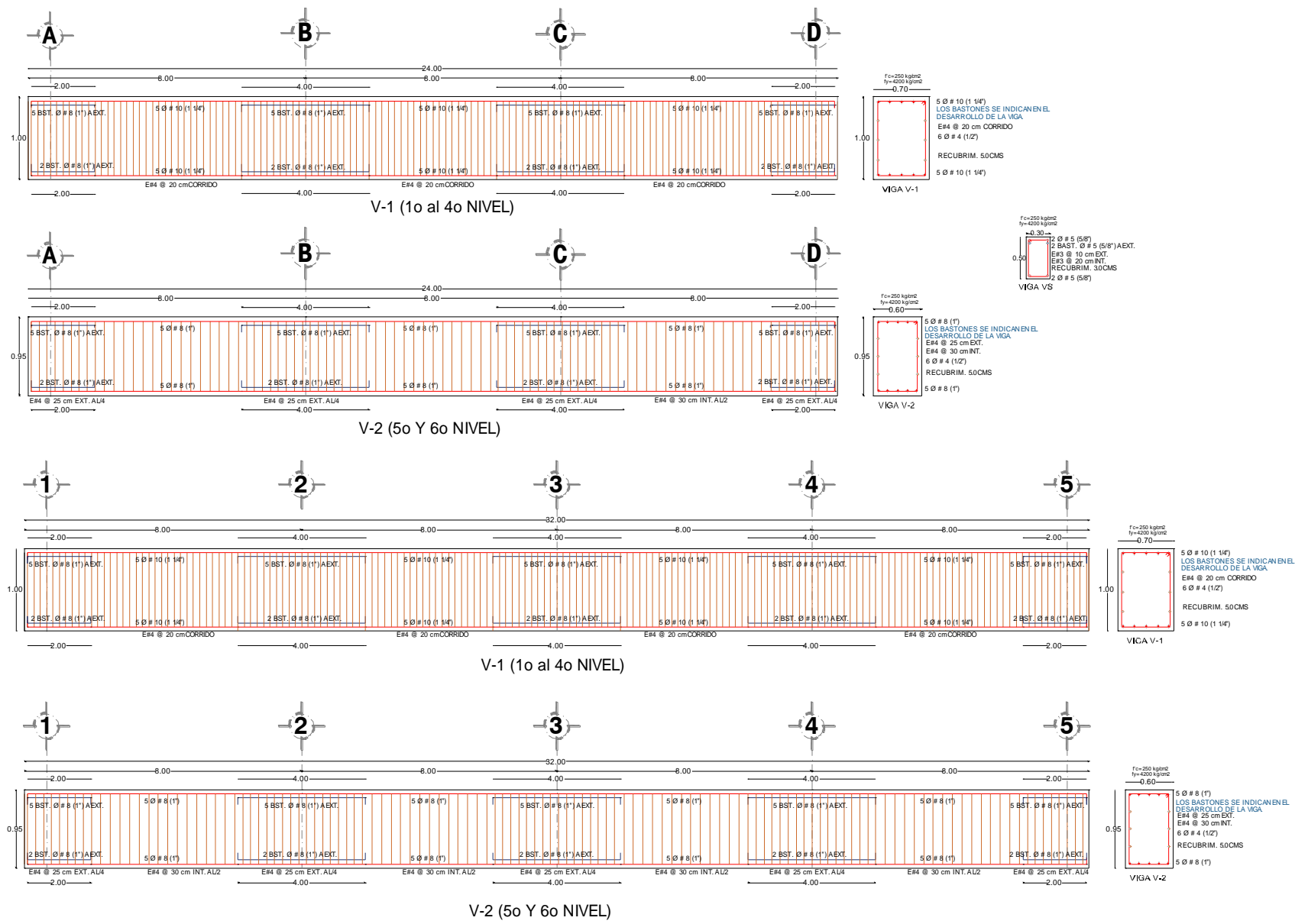


Figura. 4.10 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

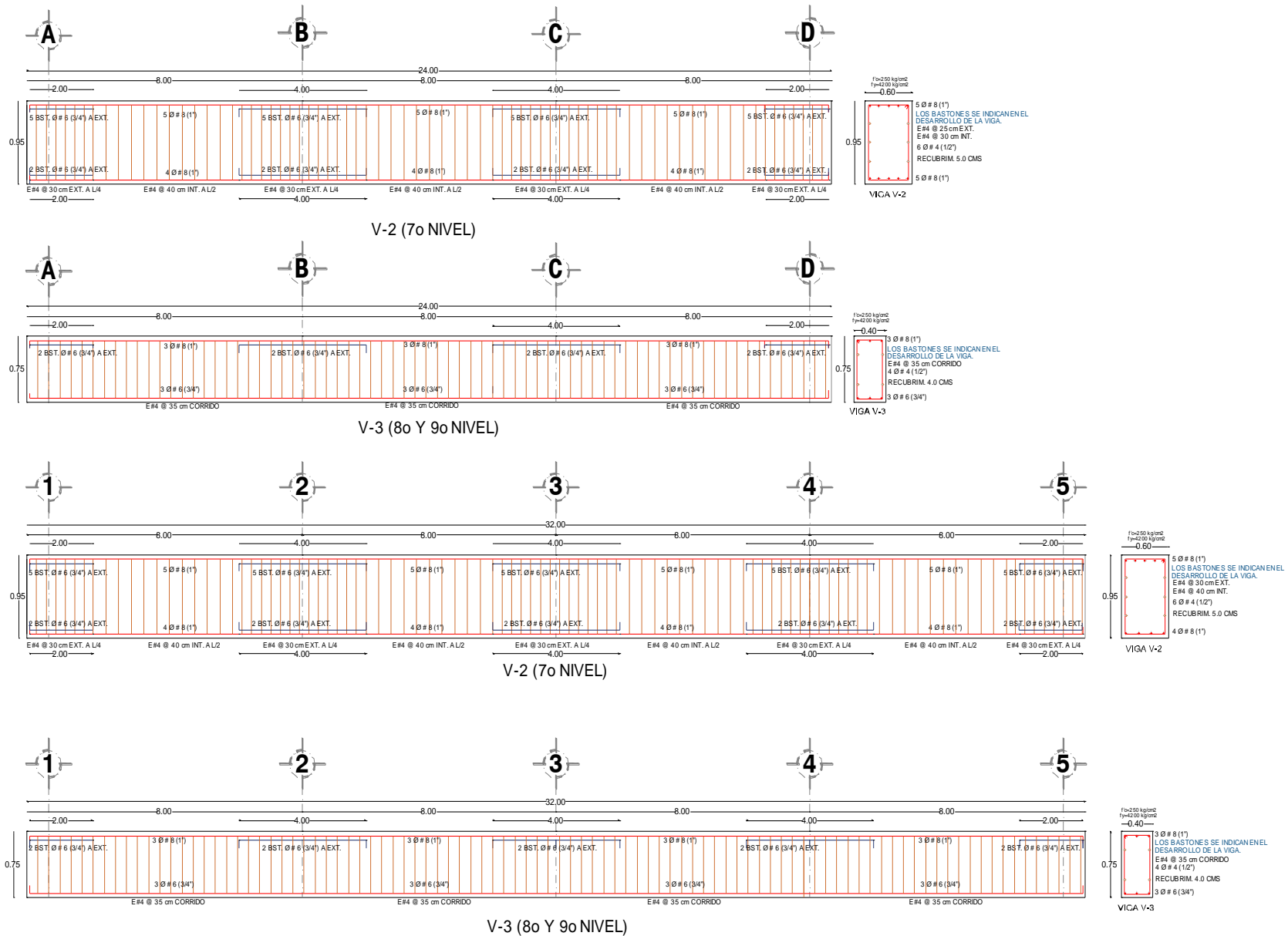


Figura. 4.10 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04 (continuación).

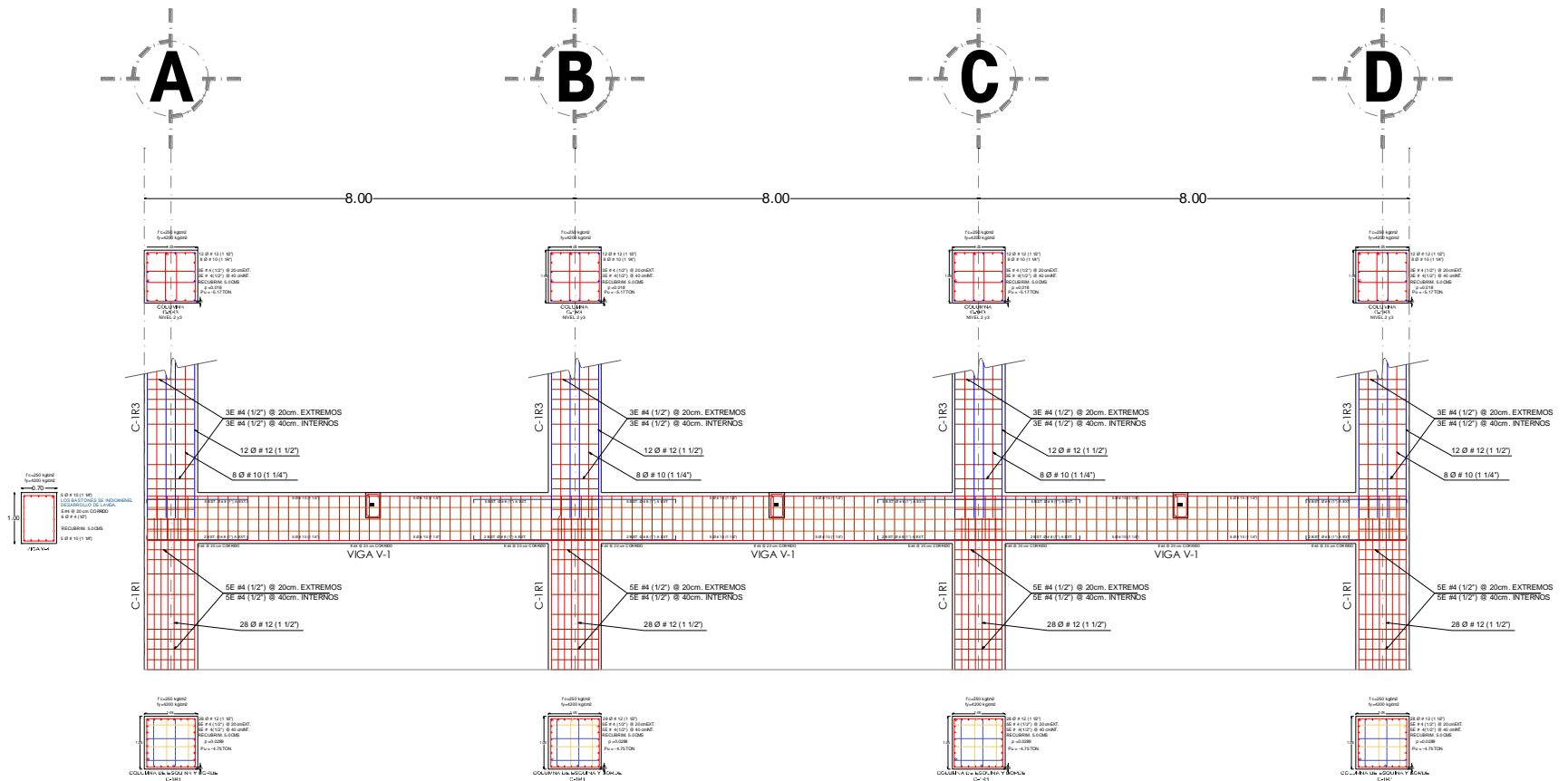


Figura. 4.11 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.



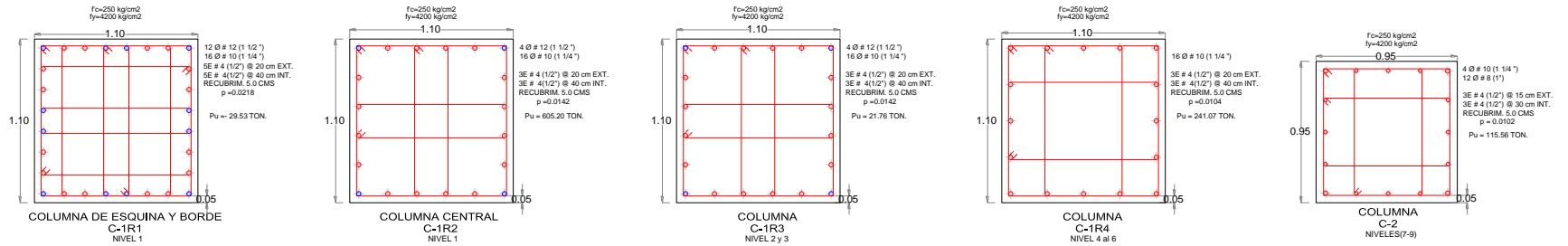
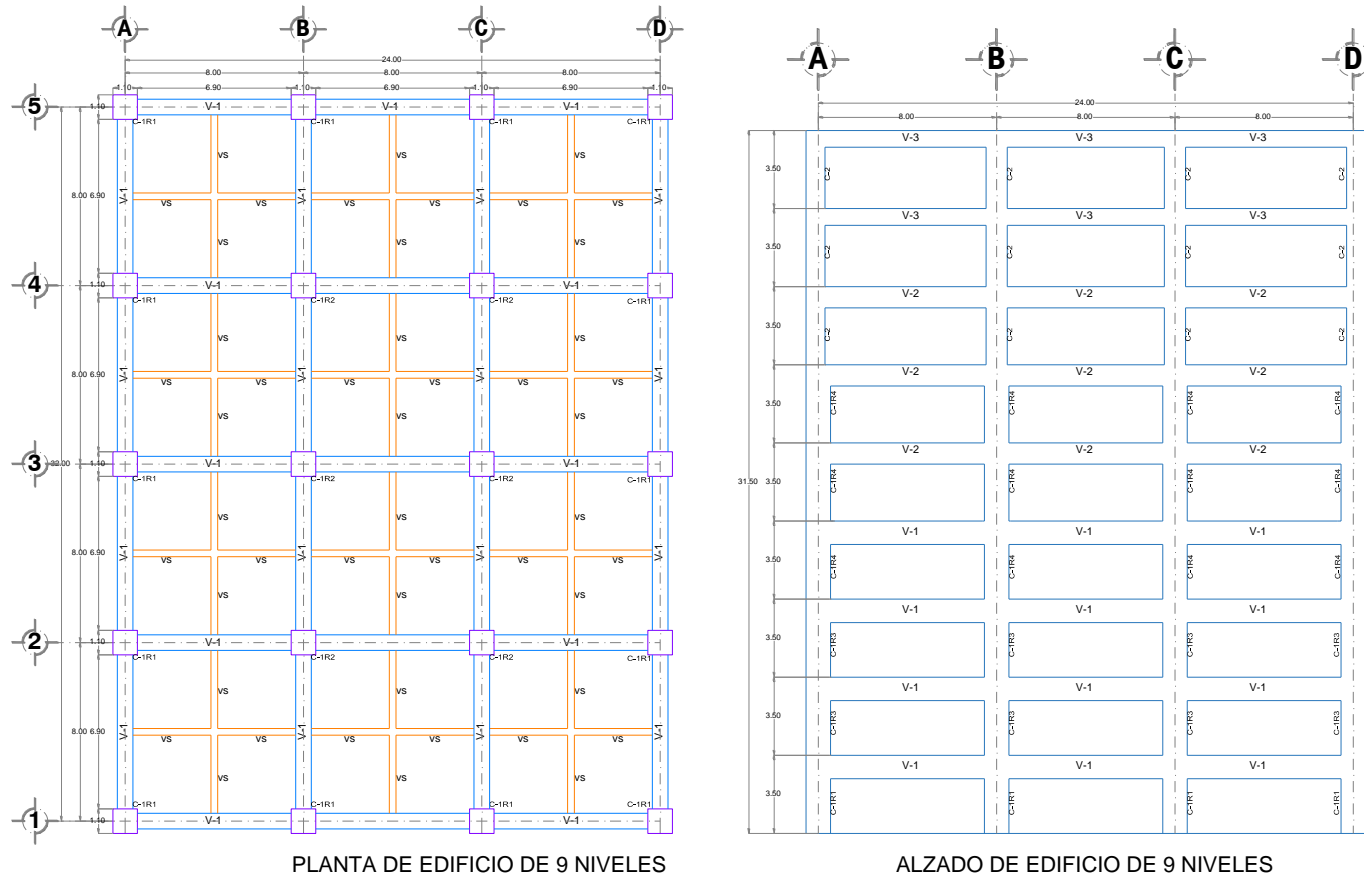


Figura. 4.12 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

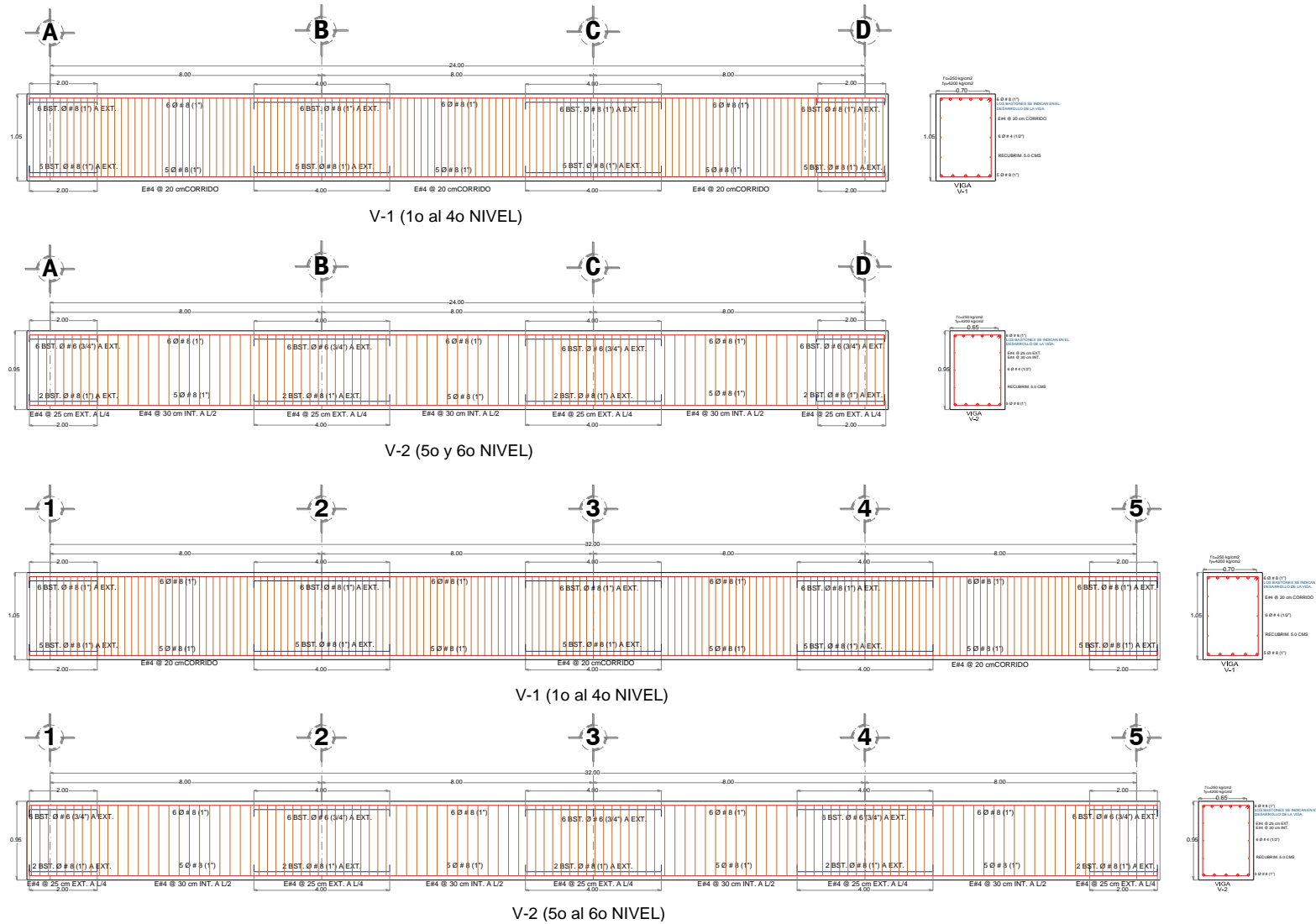


Figura. 4.13 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

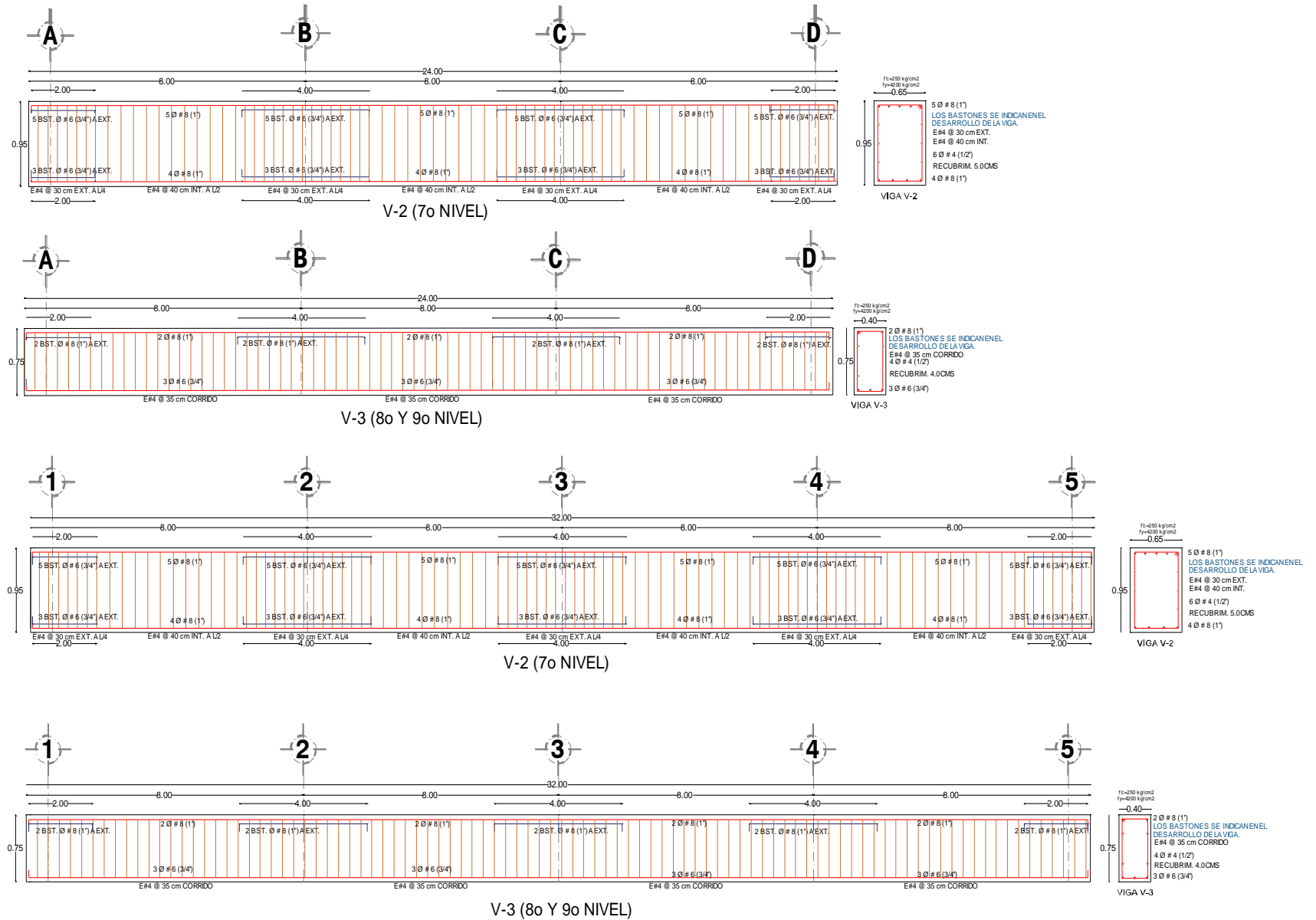


Figura. 4.13 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17 (continuación).

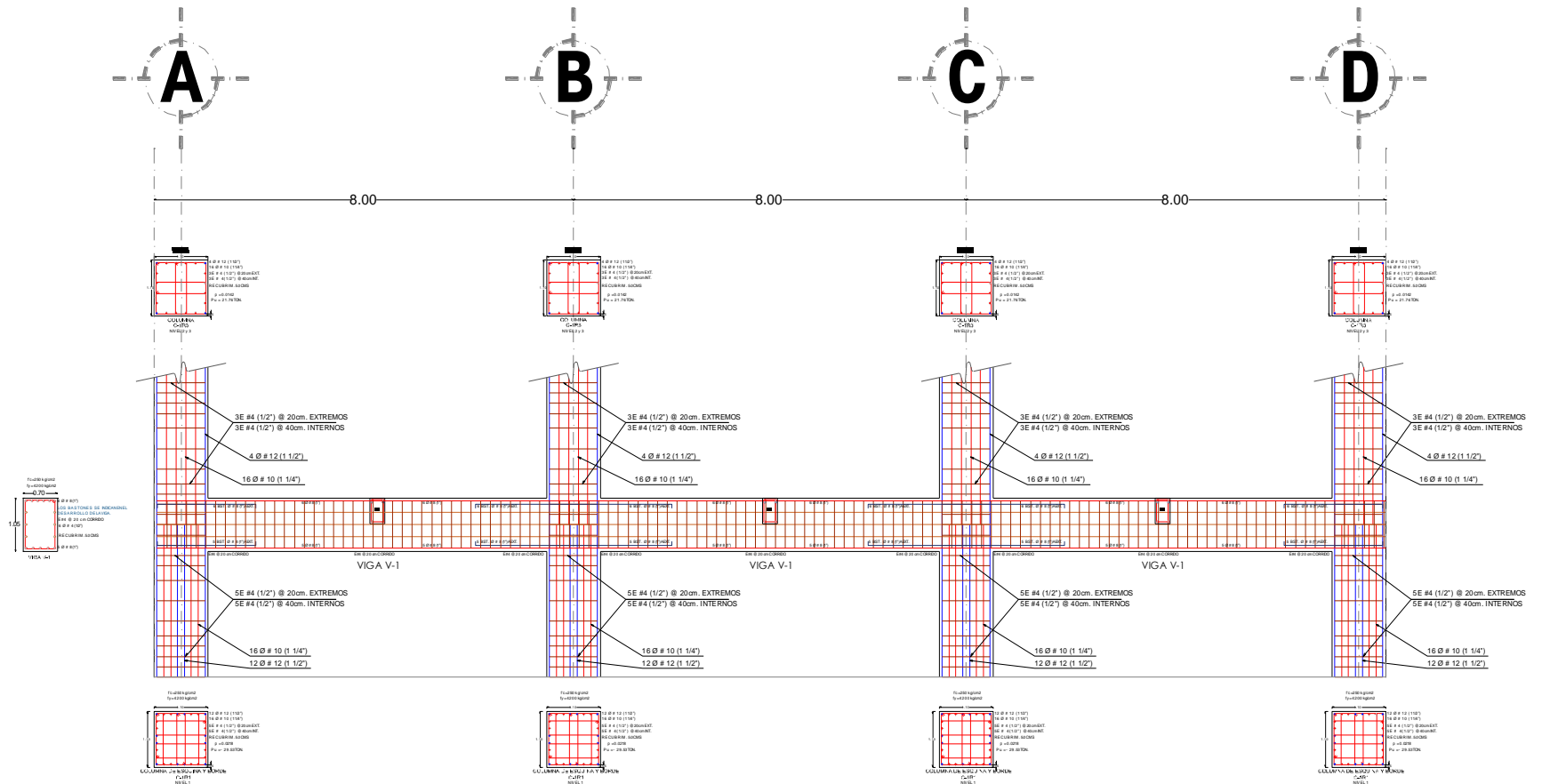


Figura. 4.14 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.



# CAPÍTULO 5

## ANÁLISIS DE COSTOS DE OBRA DE EDIFICIOS

### 5.1 Introducción.

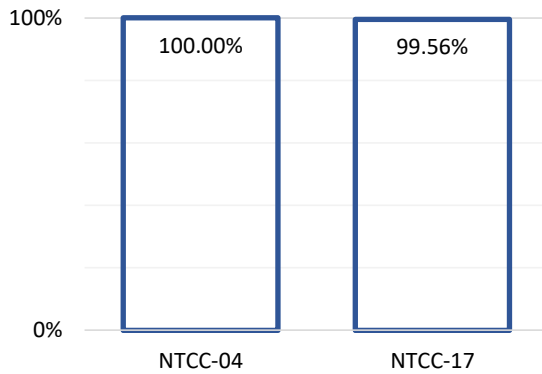
Los costos asociados a volúmenes de obra correspondientes al acero de refuerzo, cimbra y concreto tienen una relación directa en cuanto al impacto que tienen los requerimientos de análisis y diseño de las diferentes versiones de las normas, y brindan una idea palpable en cuanto a la relación *costo beneficio* de un proyecto de edificación. Por lo tanto, con base en los diseños estructurales realizados y presentados en el capítulo anterior (edificios de 6, 9 y 12 niveles), en este capítulo se presenta una evaluación, cuya finalidad es ilustrar el impacto económico derivado de los cambios en las NTC-17 respecto a la versión de las NTC-04.

### 5.2 Comparativa de costos de los edificios conforme a los requerimientos de las NTCC-04 y NTCC-17.

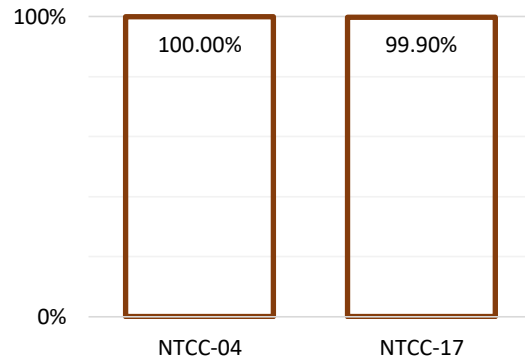
Como se ilustró en el capítulo anterior (y se muestra en el Apéndice B de esta tesis), las secciones transversales y los requerimientos de acero de refuerzo en cada uno de los diseños realizados varía en función de la versión de las NTC considerada. Debe tenerse en cuenta que el criterio de diseño es uniforme en todos los casos, tratando que las distorsiones de diseño máximas se aproximen, en la medida de lo posible, a la distorsión máxima permisible asociada al estado límite de prevención de colapso (0.015).

En las figuras 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4 se presentan comparativas de costos relativos en función de volúmenes de concreto, cimbra, acero de refuerzo y total para cada uno de los edificios en estudio. Los costos están normalizados tomando como referencia los resultados asociados a las hipótesis de las NTCC-04. Es importante notar que el costo de volúmenes de obra está asociado a los elementos que conforman los marcos estructurales, así como los sistemas de piso (*losas de concreto y vigas secundarias*).

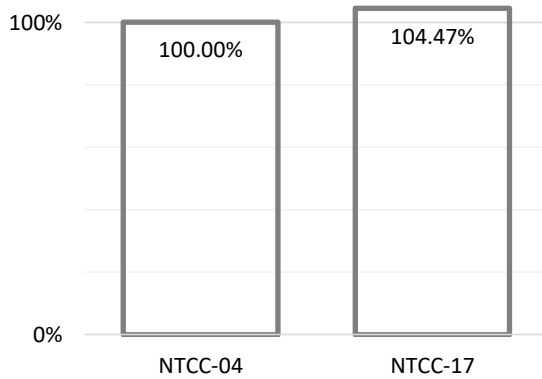




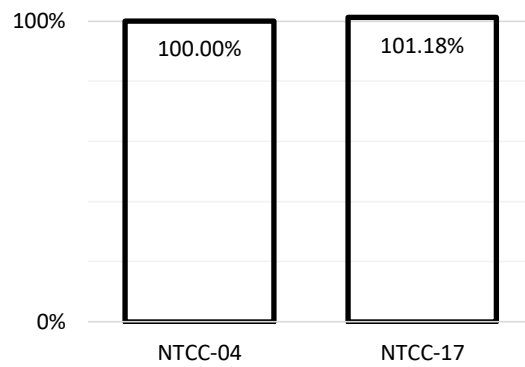
k) Costos relativos de acero de refuerzo para edificio de 6 niveles.



e) Costos relativos de cimbra para edificio de 6 niveles.



f) Costos relativos de concreto para edificio de 6 niveles.



g) Costos totales relativos para edificio de 6 niveles.

Figura 5.1 Comparativa de costos relativos para el edificio de 6 niveles, asociados a las hipótesis de las NTCC-04 y NTCC-17.

Para el caso del edificio de 6 niveles, los costos relativos asociados al acero de refuerzo son mayores al emplear los criterios de las NTCC-04, pues se consideran inercias gruesas para el diseño de columnas (menores dimensiones de concreto y mayores demandas de acero). En lo que respecta al volumen de cimbra se tiene un costo menor con los requerimientos de las NTCC-17 en relación a las NTCC-04, pero no se debe específicamente a las dimensiones de los elementos estructurales, sino más bien a la reducción del área de contacto en las vigas secundarias y tableros de las losas, es decir, al incrementar las secciones en los elementos estructurales principales (*columnas y vigas principales*) se reducen los claros y peraltes de las vigas secundarias, así como las dimensiones en planta de los tableros de las losas, esta reducción tiene mayor impacto en los volúmenes de cimbra, que el incremento en las secciones transversales en las columnas conforme a la consideración de agrietamiento de las NTCC-17.

En lo que respecta a los volúmenes de concreto, se tiene aproximadamente un 5% de costo mayor en el diseño basado en las NTCC-17 que en el correspondiente de las NTCC-04. Esto se debe en parte a las consideraciones de agrietamiento de las NTCC-17. Finalmente, la diferencia en el costo total es prácticamente insignificante, 1.18% mayor para el caso del diseño basado en la propuesta de las NTCC-17.



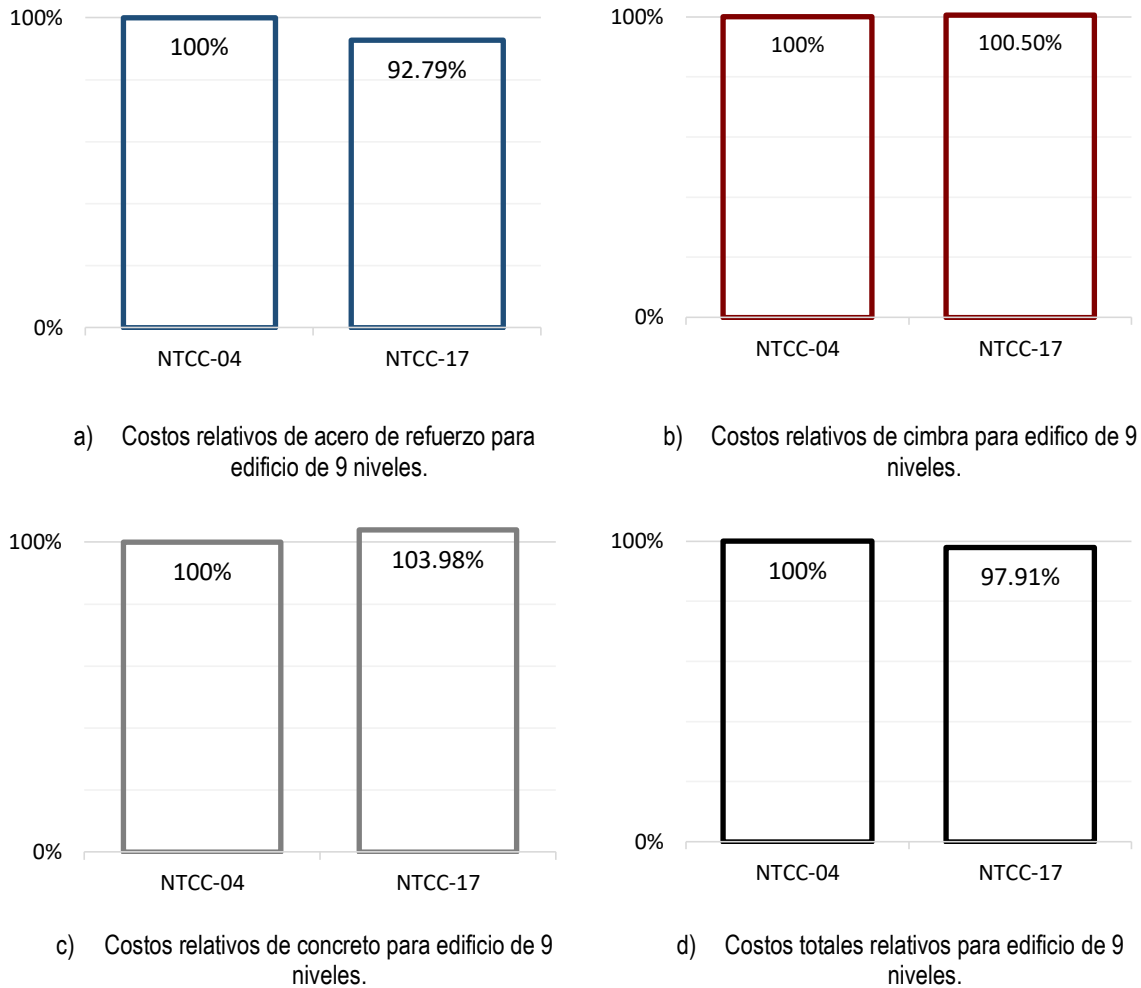


Figura 5.2 Comparativa de costos relativos para el edificio de 9 niveles, asociados a las hipótesis de las NTCC-04 y NTCC-17.

Durante la evaluación de costos para el edificio de 9 niveles, se tiene un impacto importante en los costos relacionados al acero de refuerzo en los elementos estructurales considerando los requerimientos de las NTCC-04, esto se asocia a muchos factores, dentro de los que destacan el arreglo de refuerzo longitudinal en las columnas de esquina y borde, que al estar sometidas a esfuerzos de flexotensión las cuantías de acero se incrementan considerablemente para cumplir por resistencia, sobre todo las columnas de planta baja, las cuales solicitaban cuantías del 2.90%, cubriendo la demanda con barras del # 12; por lo tanto, al tratar de optimizar mediante la discontinuidad de barras en los pisos siguientes o en caso contrario empalmar las barras con diámetros menores, resultaba complicado debido a que no se puede tener varios empalmes en el mismo lugar o hacer cambios en barras demasiado drásticos en relación a sus diámetros, todo lo anterior tuvo como resultado final armados en las columnas de los pisos superiores un tanto conservadores en cuanto a su resistencia, es decir, no se pueden optimizar los armados en columnas en los pisos superiores debido al arreglo del acero de refuerzo que se considera en los pisos inferiores. Como se observa, el diseño basado en las NTCC-17 es 7.21% más económico en lo que se refiere a acero de refuerzo.

Otro factor importante es que las secciones en columnas con los requerimientos de las NTCC-04 resultan menores en relación a las NTCC-17. Como se mencionó anteriormente, el tener secciones más robustas incrementa la resistencia en las



columnas, disminuyendo la demanda de acero de refuerzo de las mismas de manera significativa, sobre todo en las columnas de esquinas y bordes. En este caso, el diseño basado en las NTCC-17 resulta 3.98% más caro en lo que respecta a concreto. Finalmente, el costo total del modelo basado en las NTCC-17 es 2.09% más económico que el basado a las NTCC-04. De lo anterior, es claro que al igual que en el modelo de 6 niveles, no existe un impacto económico significativo al considerar una u otra versión de las NTC.

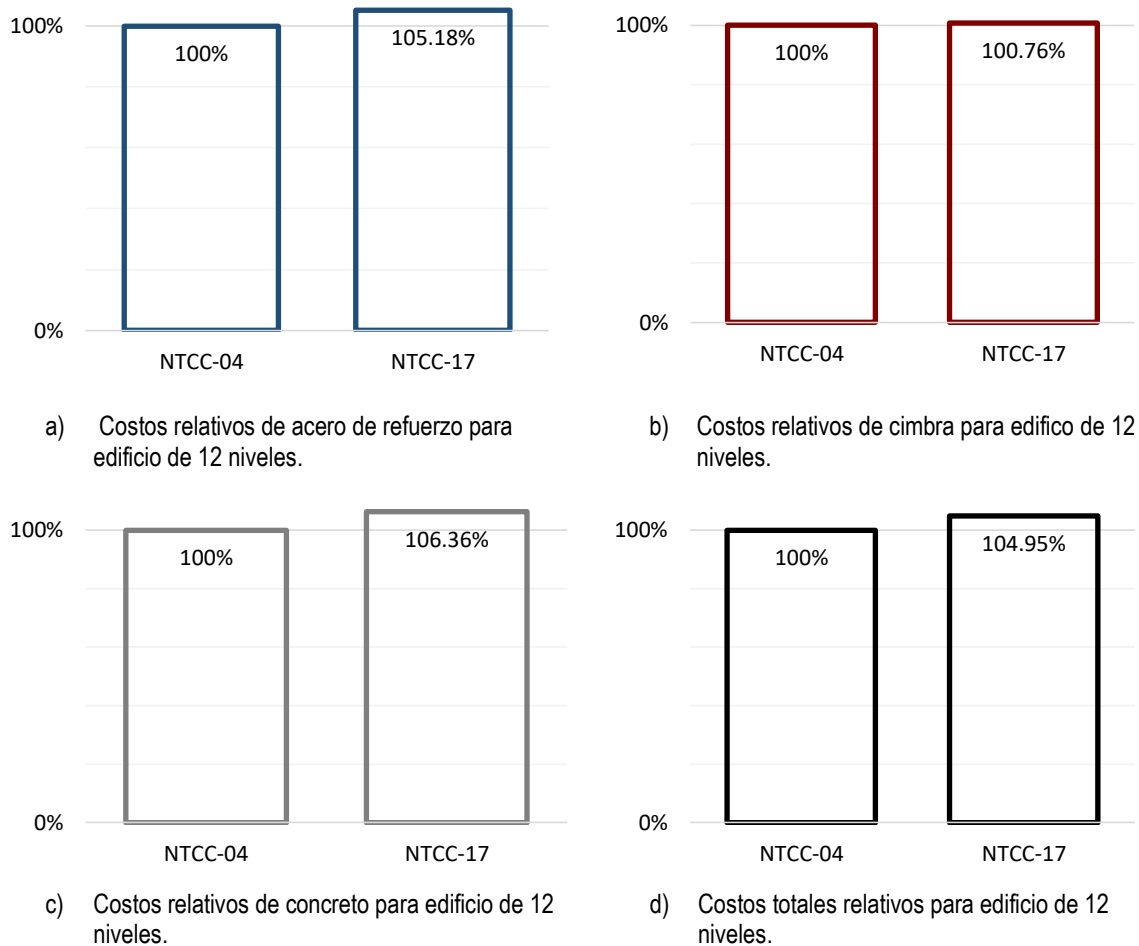


Figura 5.3 Comparativa de costos relativos para el edificio de 12 niveles, asociados a las hipótesis de las NTCC-04 y NTCC-17.

Para el caso de la evaluación del edificio de 12 niveles, se presenta un impacto ligeramente más significativo en cuanto a los costos totales. Lo anterior, se debe, en parte, a las diferencias en los requerimientos para la determinación de la rigidez efectiva a flexión conforme a cada versión de las NTC. En este caso, las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales principales empiezan a tener una diferencia importante entre ambas versiones de la norma (secciones más robustas que permiten cumplir por distorsiones asociadas a los estados límite de servicio y prevención de colapso).

En cuanto al diseño de los elementos estructurales por resistencia, se emplearon diferentes refuerzos en columnas, que están en función a las solicitaciones de cargas a las que están sometidas. Este criterio se empleó con el fin de optimizar el diseño y reducir costos innecesarios. Es importante hacer notar que dicho criterio se tomó también para el diseño de los edificios anteriores, pero para este caso existe un impacto mayor al tomar esta consideración. En cuanto a vigas, se toma el





mismo criterio; es decir, en ciertos niveles se tienen la misma sección transversal pero el detallado del acero de refuerzo longitudinal varía (Apéndice B).

Como se observa, existe un costo del acero de refuerzo 5.18% mayor en el diseño basado en las NTCC-17. En este caso, las columnas de esquina en planta baja al cuarto nivel, en las cuales rigen en su diseño esfuerzos de flexotensión, se presentan áreas 16.67 % mayores en el diseño basado en las NTCC-17 que en las NTCC-04. En vigas las áreas de acero tienen un incremento menor, pero mayores a las que resultan al emplear las NTCC-04.

Para los costos asociados a los conceptos de cimbra y concreto, como se mencionó anteriormente, las secciones transversales son mayores tomando las rigideces efectivas como se indica en las NTCC-17 en relación a las NTCC-04, por lo que resultan volúmenes mayores, sobre todo en concreto, teniendo un costo 6.36 % mayor al que resulta de las NTCC-04. Como resultado final, el costo total del modelo basado en las NTCC-17 es 4.95% mayor que el correspondiente a las NTCC-04.

Es importante hacer notar que dados los lineamientos para el cálculo de rigideces efectivas en las NTCC-17, el diseño del edificio de 12 niveles empleando únicamente marcos estructurales empieza a ser impráctico, debido a que las dimensiones de columnas y vigas afectarían de manera importante los espacios útiles desde el punto de vista del proyecto arquitectónico.

Como se observa de los resultados para los tres edificios estudiados, es posible concluir que no existe un impacto económico significativo asociado a la aplicación de los nuevos requerimientos especificados en las NTC-17 respecto a la versión de las normas de 2004. La mayor diferencia observada fue inferior al 5%.





# CAPÍTULO 6

## CONCLUSIONES

En la presente tesis se llevó a cabo un estudio de investigación en que se evalúa el efecto que tiene el criterio empleado para la definición de las rigideces efectivas a flexión en los elementos estructurales de sistemas estructurales resueltos con marcos de concreto reforzado durante el proceso de análisis y diseño sísmico. Asimismo, se evalúa el efecto de considerar o no el efecto del agrietamiento en los elementos estructurales en el proceso de diseño sísmico. Adicionalmente, se presenta una evaluación económica asociada a las diferentes hipótesis consideradas para el cálculo de las rigideces efectivas a flexión. Finalmente, se realiza una comparativa completa, evaluando, desde el punto de vista económico, los diseños resultantes de edificios de diferentes alturas basados tanto en los requisitos de las NTCC-04 como en los de las NTCC-17.

Para lo anterior, en primera instancia se evalúa el impacto económico derivado de la aplicación de las nuevas Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-17) referente al cálculo de rigideces efectivas a flexión ( $EI_e$ ) en elementos estructurales de concreto reforzado. Para tal fin, se analizaron y diseñaron modelos de marcos planos de diferentes alturas (3, 6, 9, 12 y 15 niveles) considerando las siguientes variantes para la definición de  $EI_e$ : 1) uso de secciones gruesas, 2) uso de las hipótesis de las NTCC-04, 3) uso de las hipótesis de las NTCC-17. Para la evaluación del impacto económico derivado de la aplicación de las nuevas NTCC se definieron tres conceptos: a) costo asociado al concreto, b) costo asociado al acero de refuerzo y, c) costo asociado a la cimbra.

De los resultados expuestos en la primera parte de esta tesis, y reconociendo las limitantes del estudio, se pueden hacer los siguientes comentarios y observaciones:

- Como es normal, cuando se emplean secciones gruesas para el cálculo de las rigideces efectivas, los volúmenes de concreto requeridos en todos los modelos de marcos planos son inferiores a aquéllos donde se consideran secciones agrietadas. Sin embargo, al considerar dicha hipótesis, la demanda de acero de refuerzo se incrementa, particularmente para los modelos de tres a nueve niveles, porque en edificios de estas alturas las combinaciones por cargas verticales exclusivamente rigen frecuentemente el diseño a flexión de muchas vigas.
- En los modelos de 12 y 15 niveles, el beneficio económico es evidente, pues la demanda de acero de refuerzo es inferior. Es por ello que, contrario a lo esperado si sólo se consideraran cargas de diseño por sismo exclusivamente, los modelos de tres y seis niveles en que se consideran secciones gruesas resultan con costos totales superiores a los obtenidos con base en los criterios de las NTCC-04.
- Únicamente en los modelos de nueve, 12 y 15 niveles se obtuvieron costos totales menores (7.0%, 16.0% y 18.0%, respectivamente), incrementándose la diferencia conforme se incrementa el número de niveles. Estos resultados le sugieren a uno que, para marcos de baja altura, el criterio basado en el uso de secciones gruesas no necesariamente conduce a una reducción en los costos totales del sistema estructural, debido a que en muchas ocasiones el diseño de las vigas a la flexión se rigen por combinaciones de cargas verticales exclusivamente. Únicamente para los modelos de 12 y 15 niveles existen ahorros significativos.





- Al comparar los resultados asociados a la nuevas NTCC (NTCC-17), se observó que en todos los casos existe una demanda de concreto mayor respecto a la requerida al emplear los criterios de las NTCC-04. Asimismo, con excepción del modelo de 15 niveles, la demanda de acero de refuerzo es inferior en todos los modelos diseñados con base en las NTCC-17. Sin embargo, al comparar los costos totales asociadas a estas dos hipótesis, se observan diferencias poco significativas, pues de los diseños basados en las NTCC-17 se obtuvieron incrementos del 2.0%, 2.00%, 0.8%, 4.0% y 7.0% para los modelos de tres, seis, nueve, 12, 15 niveles, respectivamente.
- Lo anterior le sugiere a uno que, a pesar del nuevo criterio considerado para calcular las rigideces efectivas en columnas en las NTCC-17, no existe un incremento significativo en el costo final de los marcos diseñados con base dicha propuesta, respecto a lo obtenido con base en las NTCC-04, particularmente en edificios de seis niveles o menos, donde el diseño de muchas vigas a flexión se rige frecuentemente por combinaciones por cargas verticales exclusivamente.

Durante la evaluación de costos de marcos planos se consideraron algunas propuestas alternativas para el cálculo de rigideces efectivas a flexión encontradas en la literatura. Se consideraron las propuestas de: 1) Khuntia y Ghosh (2004), 2) Elwood y Eberhard (2009) y 3) Rodríguez y Restrepo (2012). Durante la evaluación se pudo notar que la aplicación de dichos criterios conlleva un trabajo muy laborioso para la determinación de  $EI_e$ , por lo que para el desarrollo de un proyecto estructural se requeriría de muchas horas de análisis para la aplicación de estos criterios, las cuales en general, no son adecuadamente remuneradas. De la evaluación económica se observó que la aplicación de los criterios mencionados no impacta significativamente, pues los costos son similares a los obtenidos empleando los criterios de las las NTCC-04 y NTCC-17. Sin embargo, a pesar de que los criterios de referencia tienen bases sólidas para la determinación de las rigideces efectivas a flexión en los elementos estructurales, son imprácticos durante el proceso de análisis de un proyecto estructural por el tiempo de aplicación que conllevan.

Con la finalidad de evaluar de forma integral los cambios presentados en las NTC-17 (en particular las normas de criterios, sismo y concreto), en la segunda parte de esta tesis se evaluó, desde el punto de vista económico, el impacto de la consideración de todos los nuevos requisitos establecidos en las NTC-17 comparando con los resultados de diseños realizados con base en las NTC-04. La comparativa entre los diseños de edificios de diferentes alturas, realizados con base en los criterios de ambas versiones de las normas, permitió ilustrar el impacto en cuanto a los diseños de los elementos estructurales, así como en los costos asociados a los conceptos de construcción (cimbra, concreto y acero de refuerzo). Para el caso del edificio de 6 niveles los costos totales muestran un incremento mínimo del 1.18% en el diseño basado en las NTC-17 respecto al de las NTCC-04. Para el edificio de 9 niveles se obtuvo un costo total 2.09% menor al emplear las NTC-04. Para el edificio de 12 niveles, el costo total se incrementó en un 4.95 % en relación a la versión 2004. Como se observa, de los resultados para los tres edificios estudiados, es posible concluir que no existe un impacto económico significativo asociado a la aplicación de los nuevos requerimientos especificados en las NTC-17 respecto a la versión de las normas de 2004. La mayor diferencia observada fue inferior al 5%.





## REFERENCIAS.

1. ACI 318-14 (2014), "Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14) and commentary", Farmington Hills. (MI, USA) American Concrete Institute.
2. Elwood, K. J. y M. O. Eberhard (2009), "Effective stiffness of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, julio-agosto, pp. 476-484.
3. FEMA-356 (2000), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA publication 356". Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, noviembre.
4. Godínez, E., C. Camacho y S. España (2016). "Efecto del criterio empleado para la definición de rigideces efectivas de elementos estructurales en el diseño sísmico de edificios de marcos de concreto reforzado", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Yucatán.
5. Godínez E.A., H. Villafuerte, A. Tena, y O.M. González (2017), "Evaluación de la propuesta de las NTCC para calcular las rigideces efectivas en estructuras de concreto reforzado", *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, CD-ROM.
6. Godínez E.A., H. Villafuerte, A. Tena, y O.M. González (2019), "Evaluación del impacto económico de las disposiciones de las NTCC-17 para el cálculo de rigideces efectivas en edificios de marcos de concreto reforzado no dúctiles", Aceptado para publicación en *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*.
7. Khuntia, M. y S. K. Ghosh (2004a), "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: analytical approach", *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 351-363.
8. Khuntia, M. y S. K. Ghosh (2004b), "Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: Experimental verification", *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, mayo-junio, pp. 364-374.
9. Luna, J. L. y A. Tena (1999), "Estudio de los criterios del RCDF para el diseño sísmico de edificios regulares con marcos dúctiles de concreto reforzado", *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, México, Vol. II, pp. 1051-1060, noviembre.
10. NTCC-99 (1999), Normas Técnicas Complementarias sobre Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, México*.
11. NTCC-04 (2004), Normas Técnicas Complementarias sobre Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, México*.
12. NTC-04 (2004), Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, México*.
13. NTCDs-04 (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, México*.
14. NTCC-17 (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*.





15. NTC-17 (2017), Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*.
16. NTCDS-17 (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*.
17. NZS-06 (2006), "Code of practice for the design of concrete structures", NZS 3101. *Standards Association of New Zealand*. Private Bag. Wellington.
18. Rodríguez, M. E. y J. I. Restrepo (2012), "Práctica y diseño sísmico de edificios en México - Cambios necesarios", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, No. 86, pp. 89-118.
19. Tena, A., Gatica, G., Urbina, L.A. y Victoria, L. (2012). "Impacto de la disposición de vigas secundarias en losas perimetralmente apoyadas en el comportamiento sísmico de edificios diseñados con base en marcos de concreto reforzado". *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* 17:1 y 2, 63-85.
20. Tena, A., Chinchilla, K., y Juárez, G. (2013). "Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos". *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 89, 135-166.
21. Tena, A., Cortez José A. (2013). "La redundancia estructural y su impacto en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto", *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS*, Boca del Río, Veracruz.
22. Tena, A. y Nanguillasmú, H. (2013). Diseño sísmico de marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores de energía histeréticos: definición de parámetros de diseño", *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 13:2, 275-299.
23. Wilson. SAP2000 (2015), "SAP2000 Nonlinear Version 18.0.1, Structural analysis program. Berkeley (California): Computer and Structures Inc.





# APÉNDICE A

---

## DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS MARCOS PLANOS

---

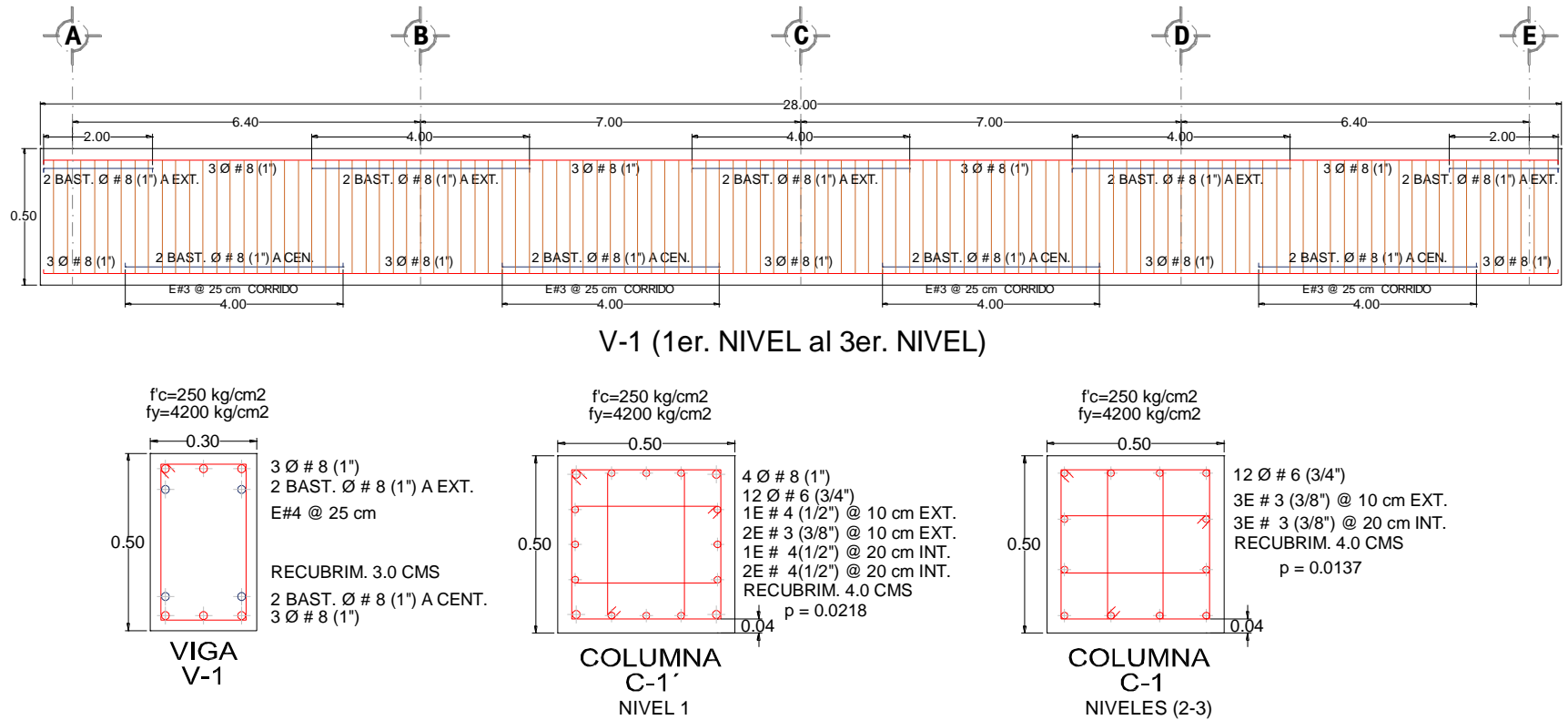


Figura. A.1 Detallado de armado de elementos del marco de 3 niveles con base a secciones gruesas.

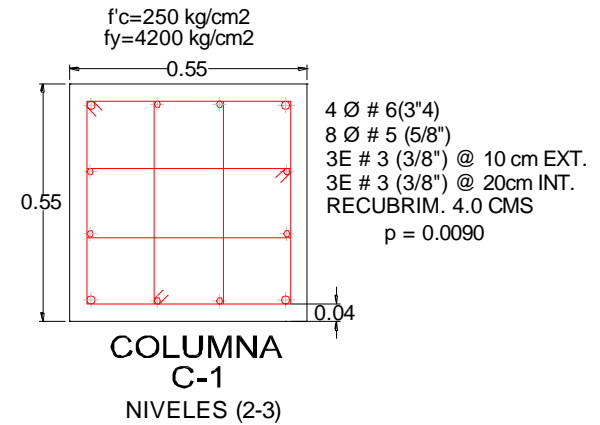
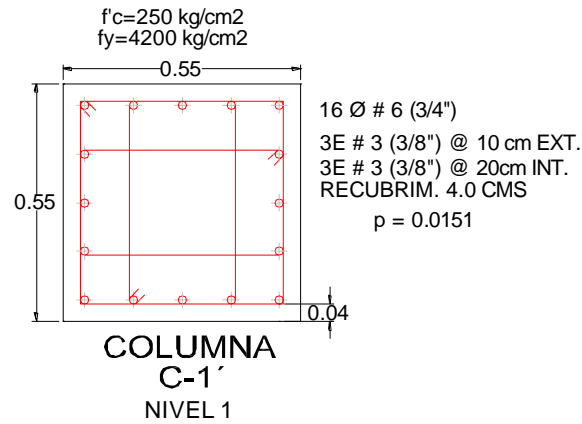
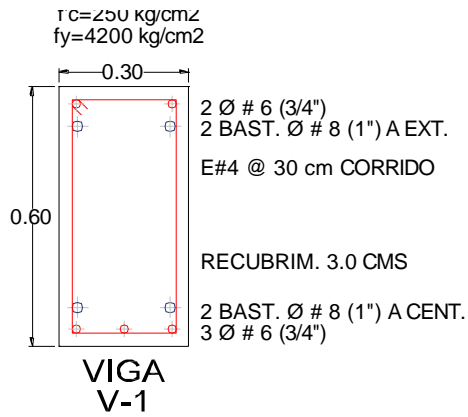
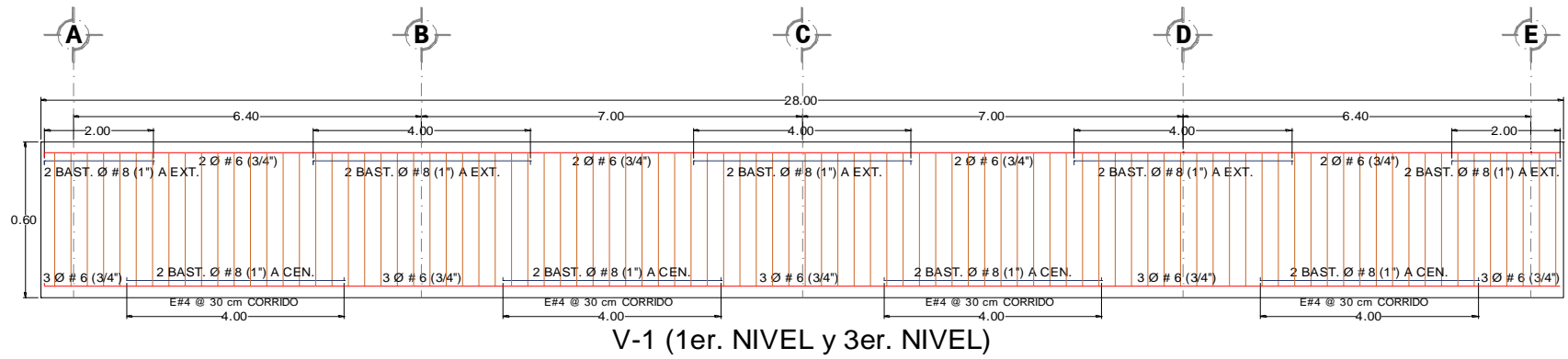


Figura. A.2 Detallado de armado de elementos del marco de 3 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.



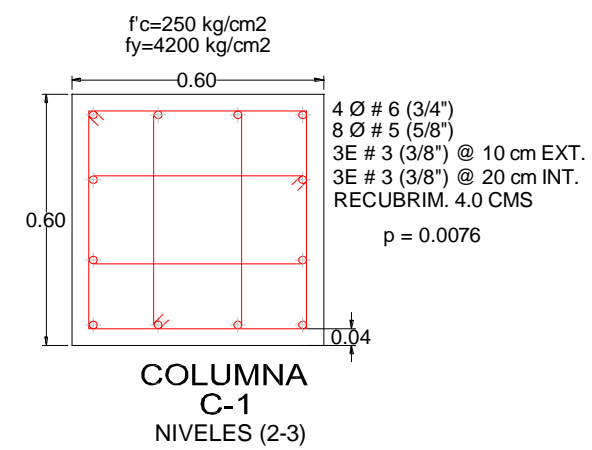
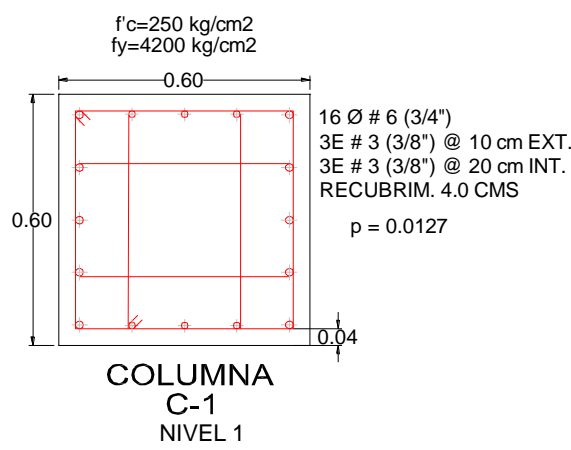
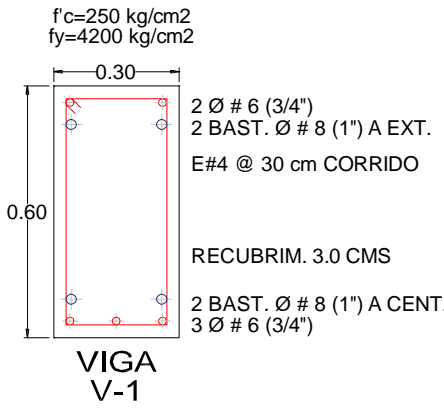
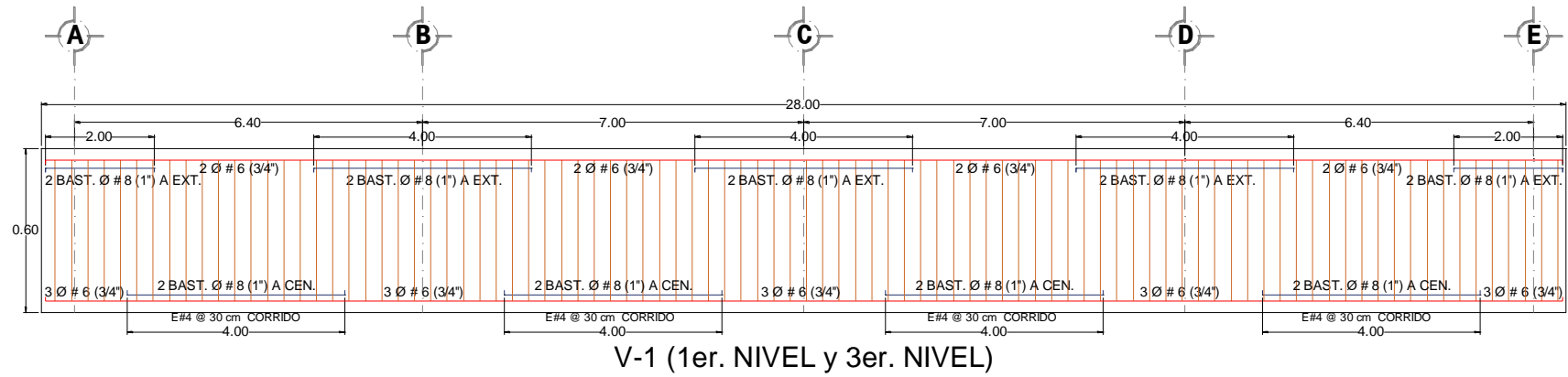
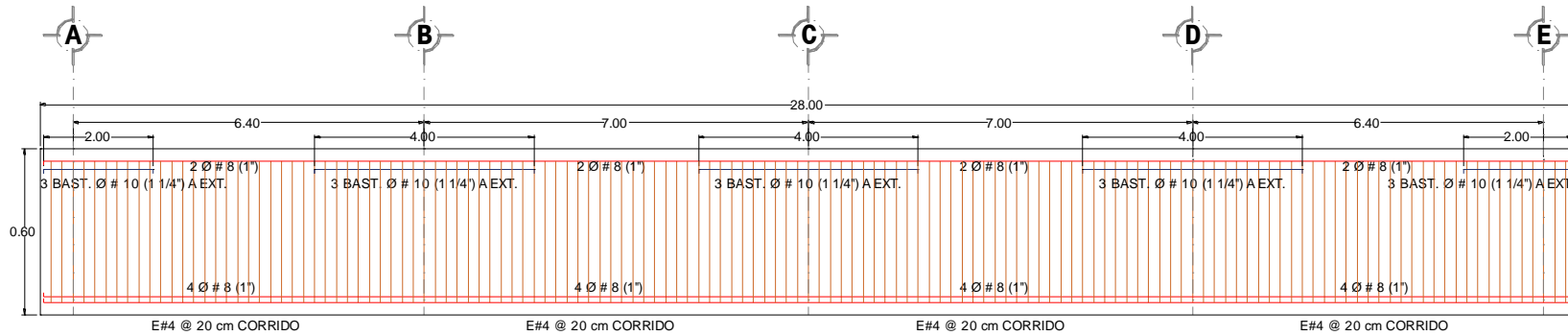
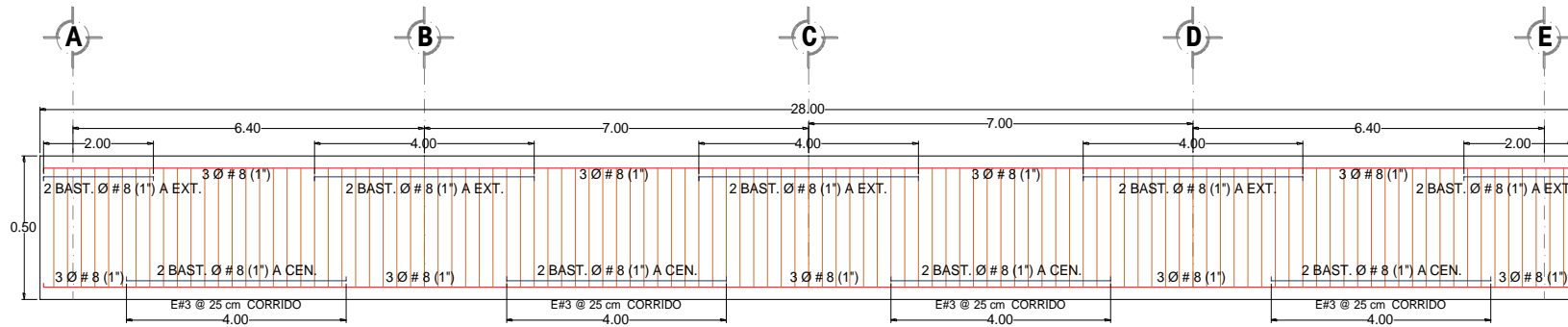


Figura. A.3 Detallado de armado de elementos del marco de 3 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.



V-1 (1o. NIVEL AL 4o. NIVEL)



V-2 (5o. NIVEL y 6o. NIVEL)

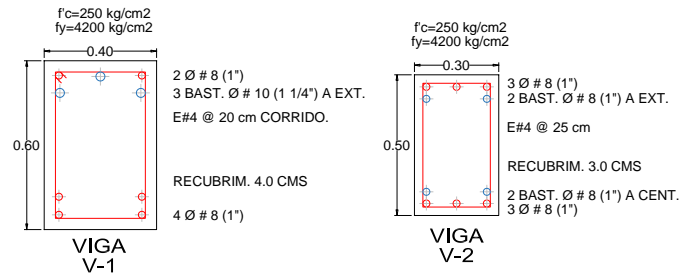


Figura. A.4 Detallado de armado de vigas del marco de 6 niveles con base a secciones gruesas.

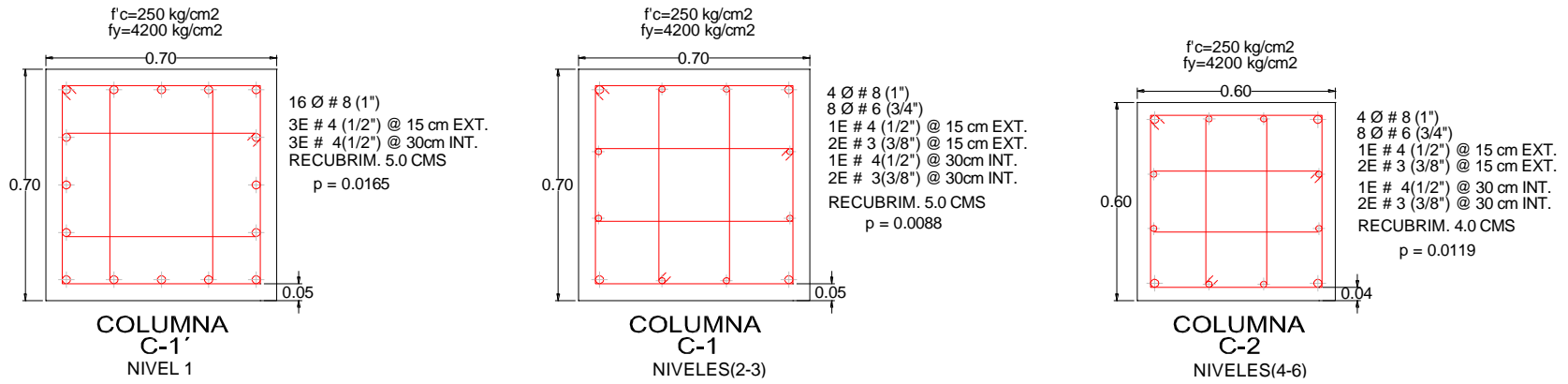
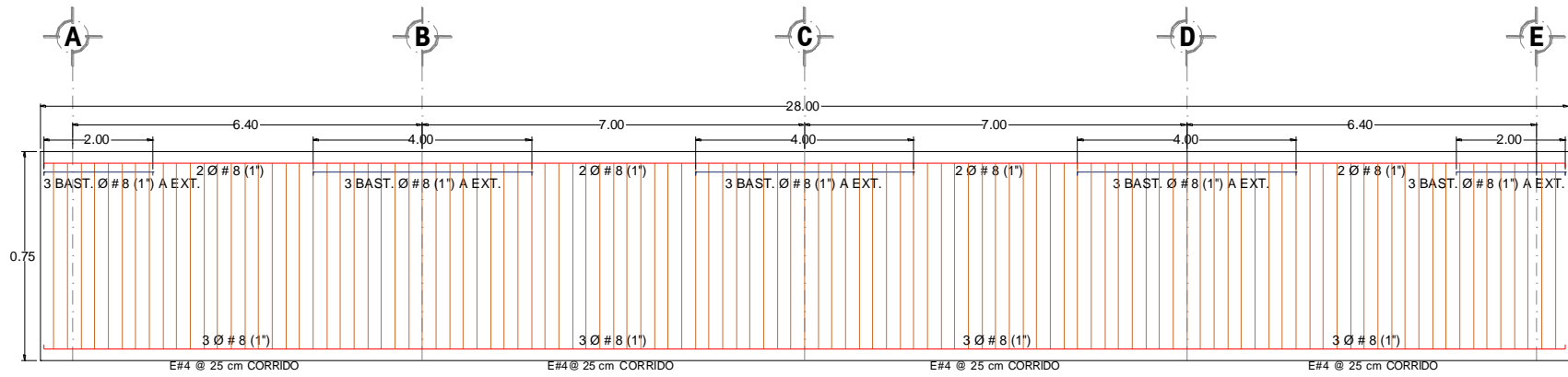
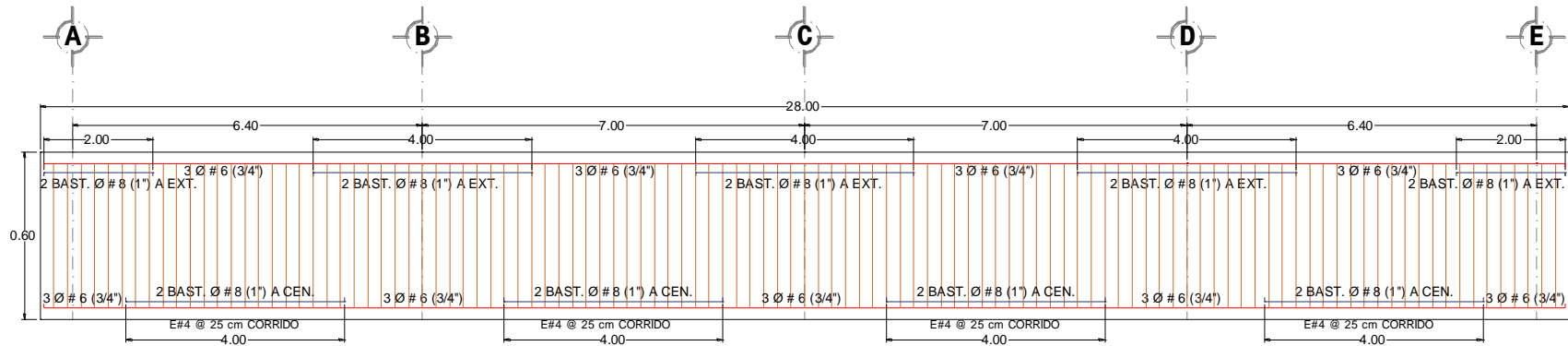


Figura. A.5 Detallado de armado del columnas de marco de 6 niveles con base a secciones gruesas.



V-1 (1o. NIVEL AL 4o. NIVEL)



V-2 (5o. NIVEL y 6o. NIVEL)

Figura. A.6 Detallado de armado de vigas del marco de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

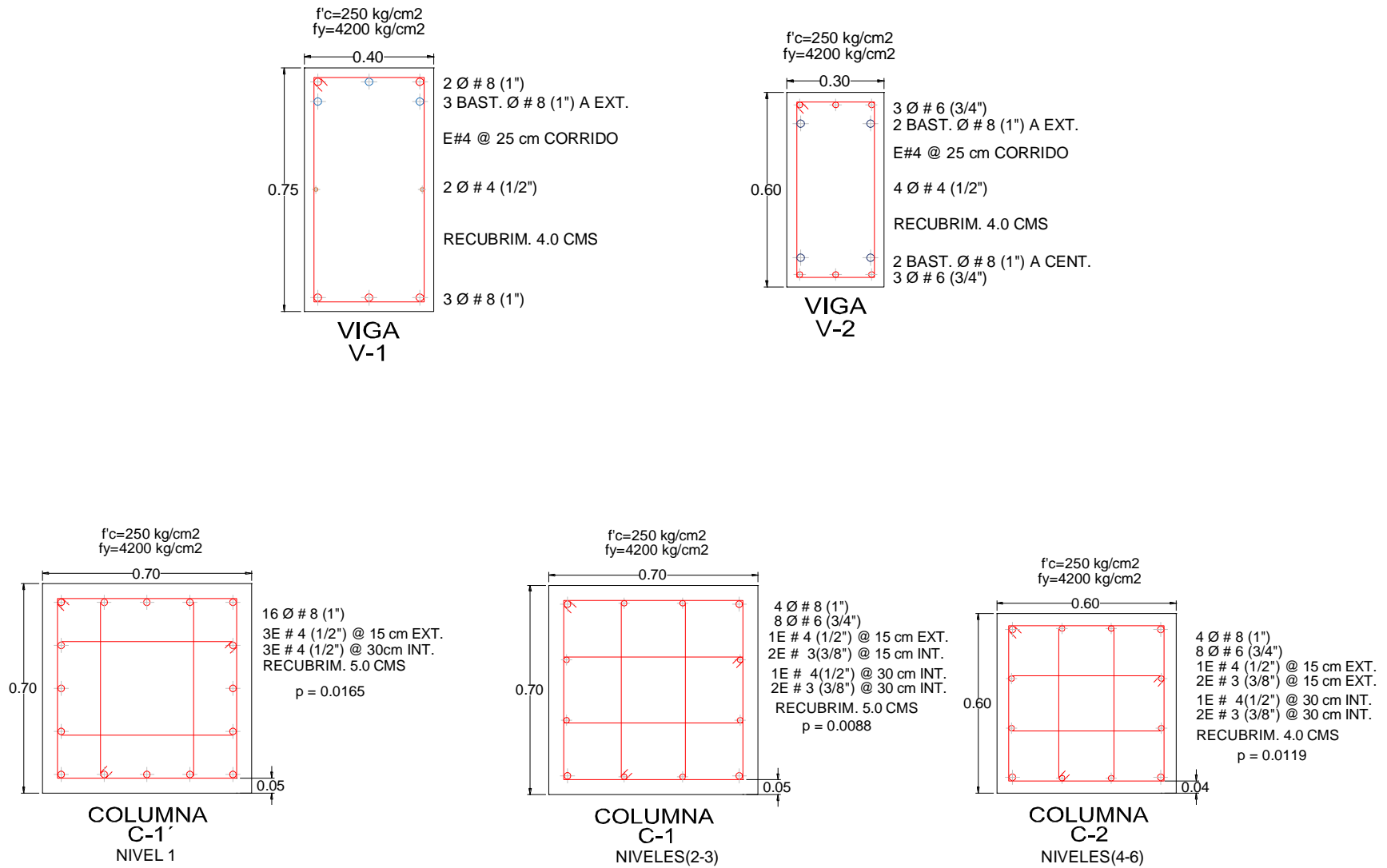


Figura. A.7 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

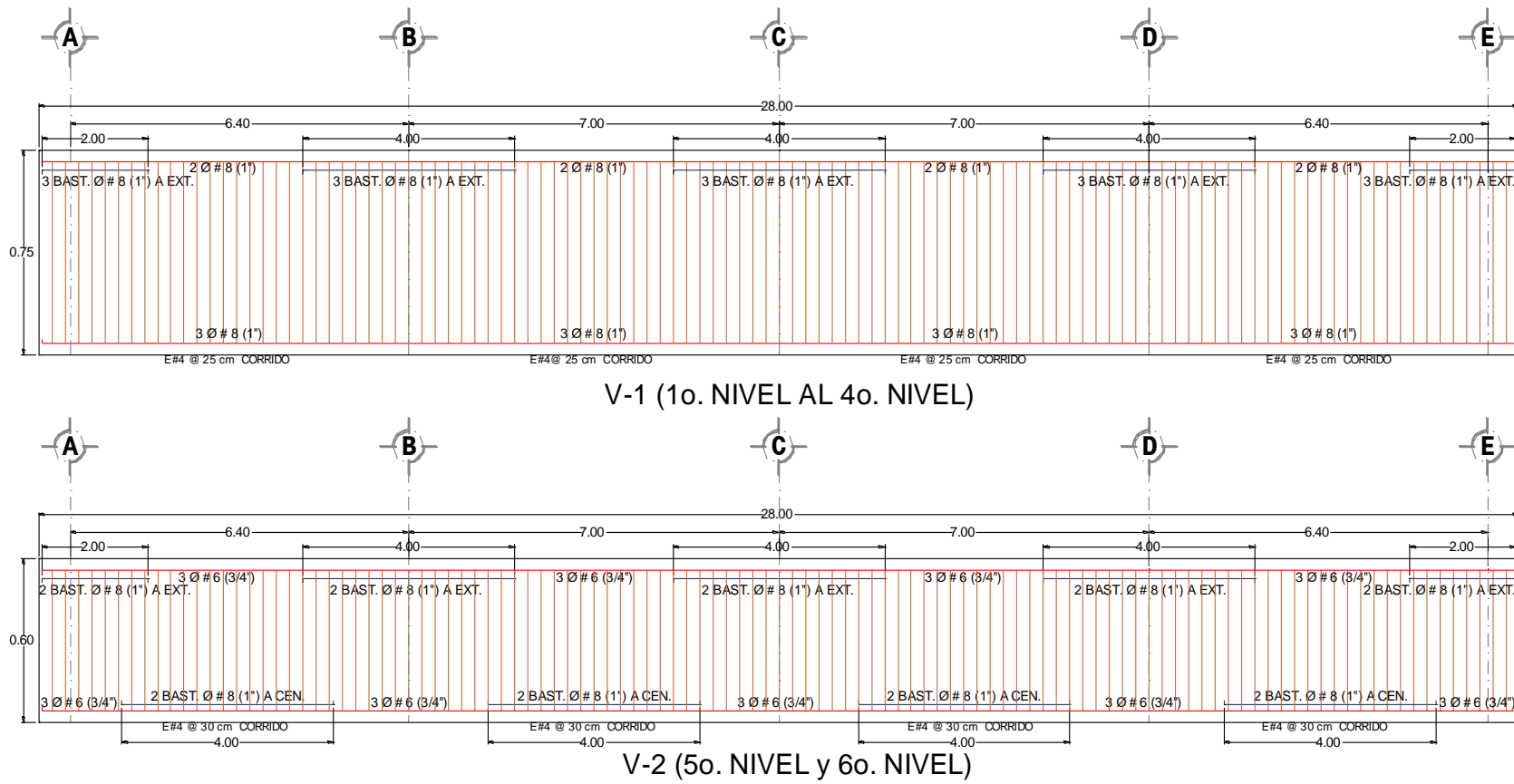


Figura. A.8 Detallado de armado de vigas de marco del 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

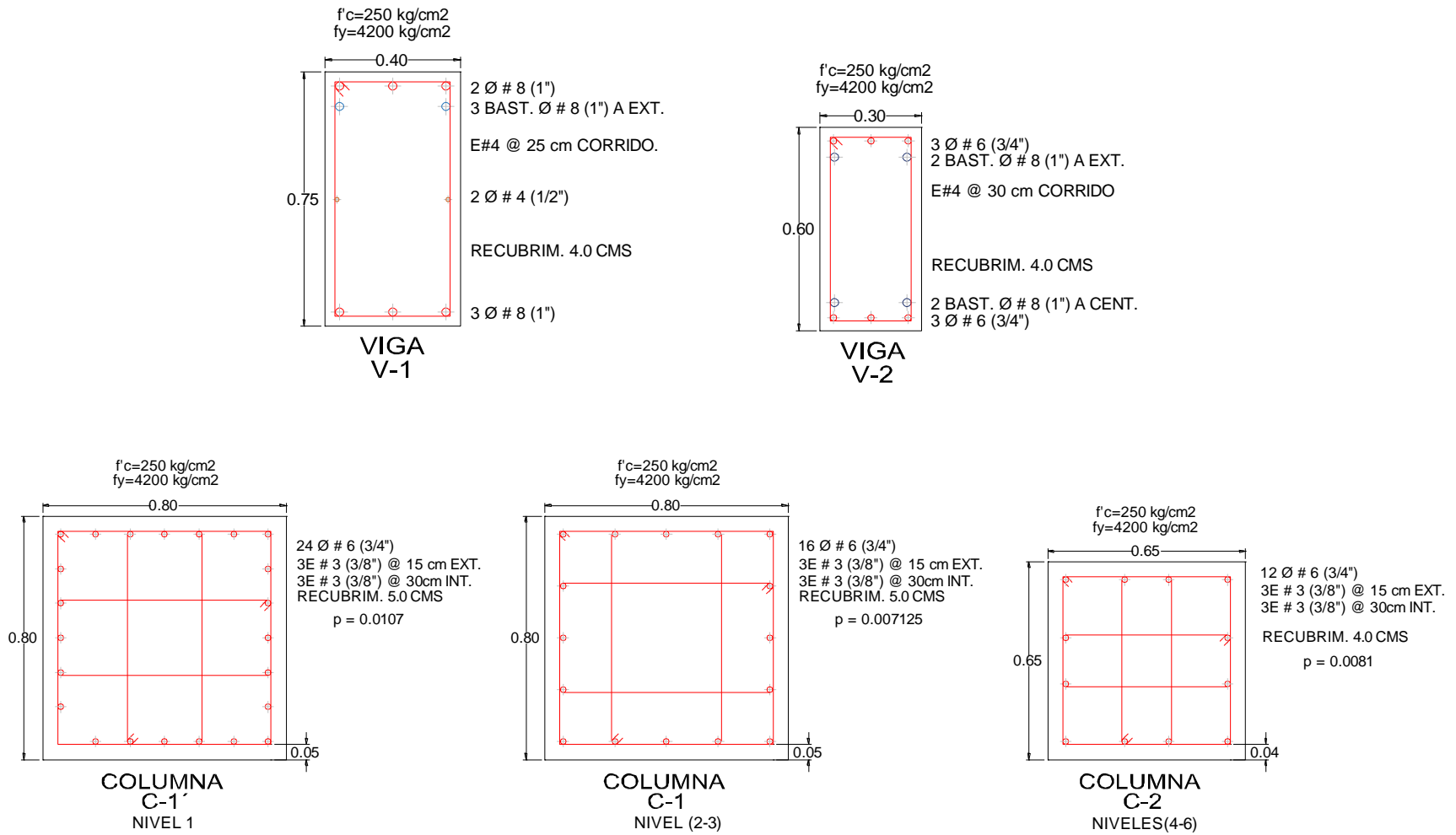
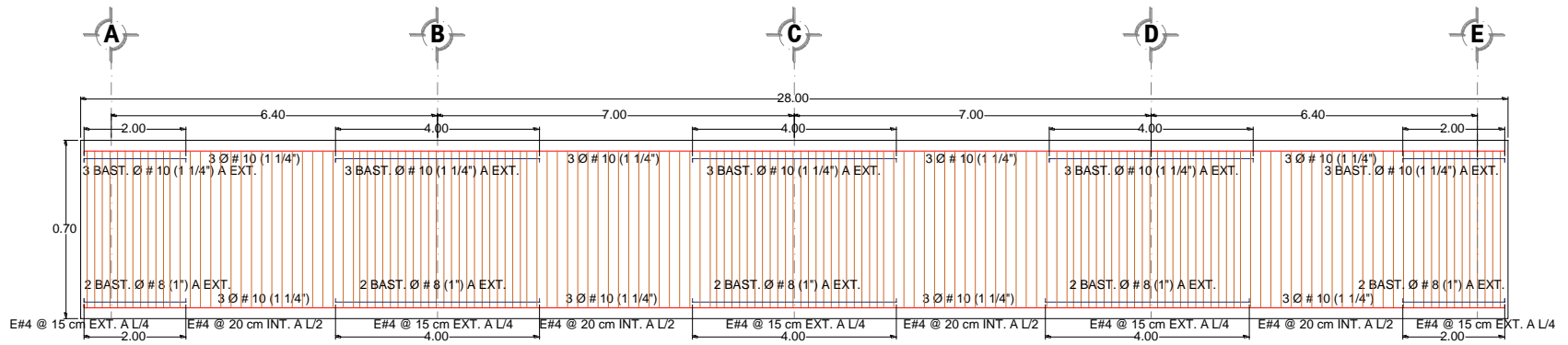
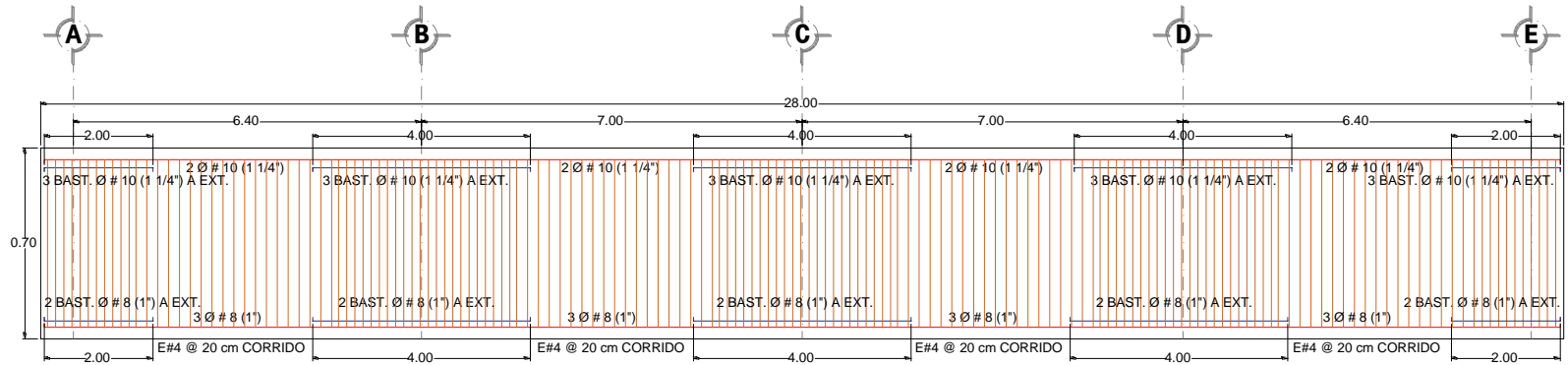


Figura. A.9 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.



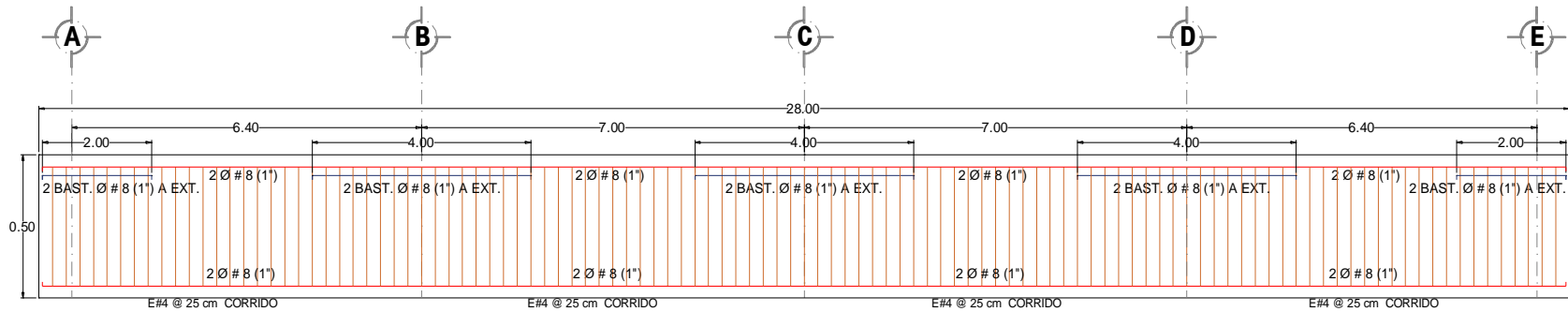
V-1 (1er. NIVEL AL 4to. NIVEL)



V-2 (5o. NIVEL AL 7o. NIVEL)

Figura. A.10 Detallado de armado de vigas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas.





V-3 ( 8o. y 9o NIVEL )

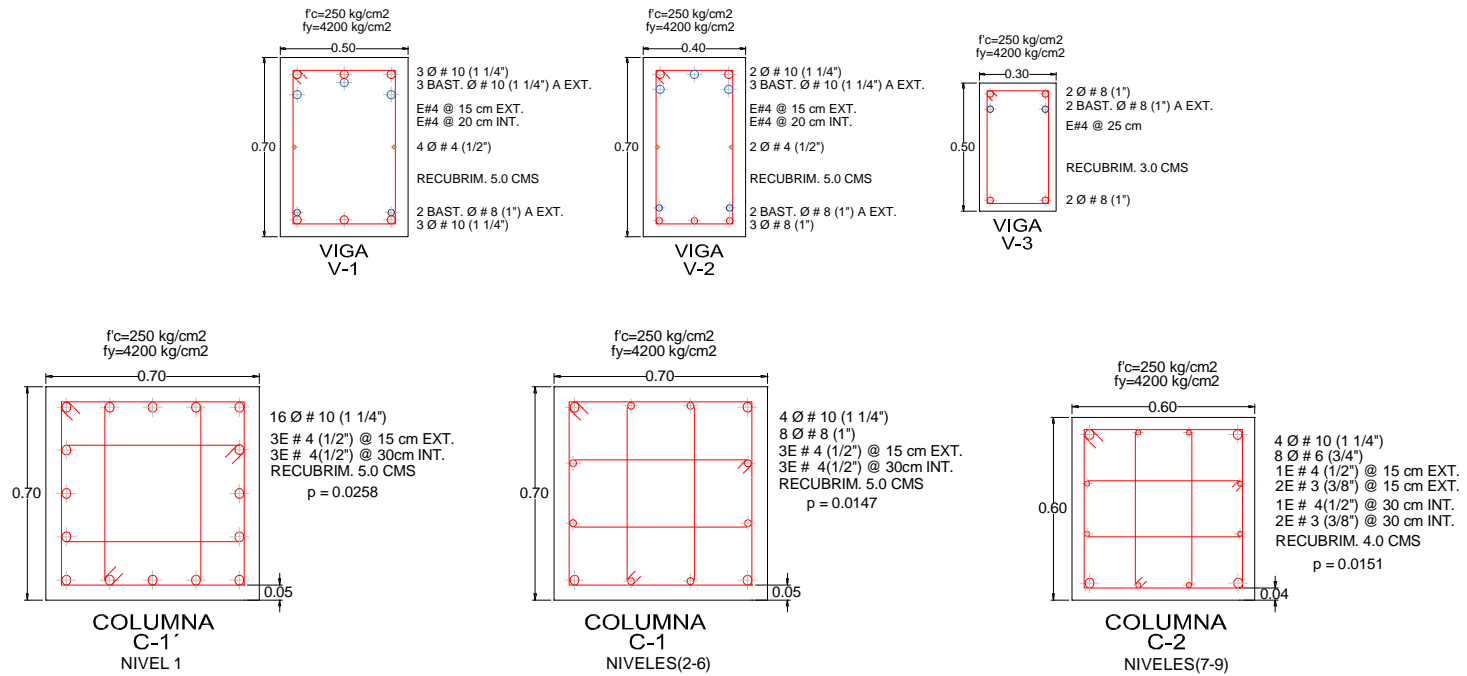


Figura. A.11 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a secciones gruesas.

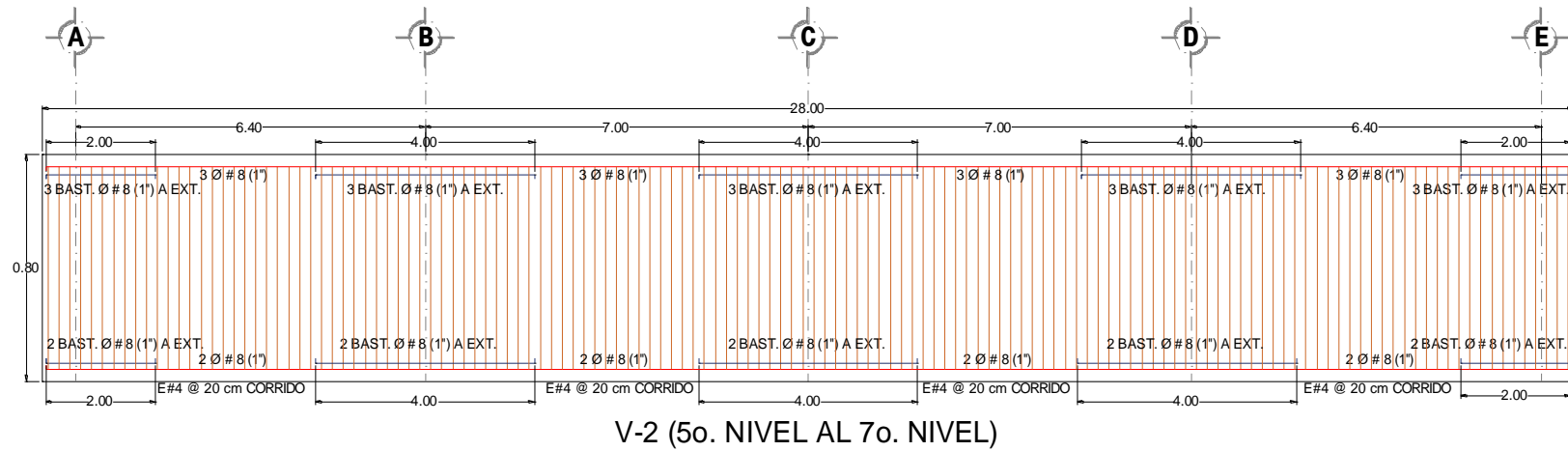
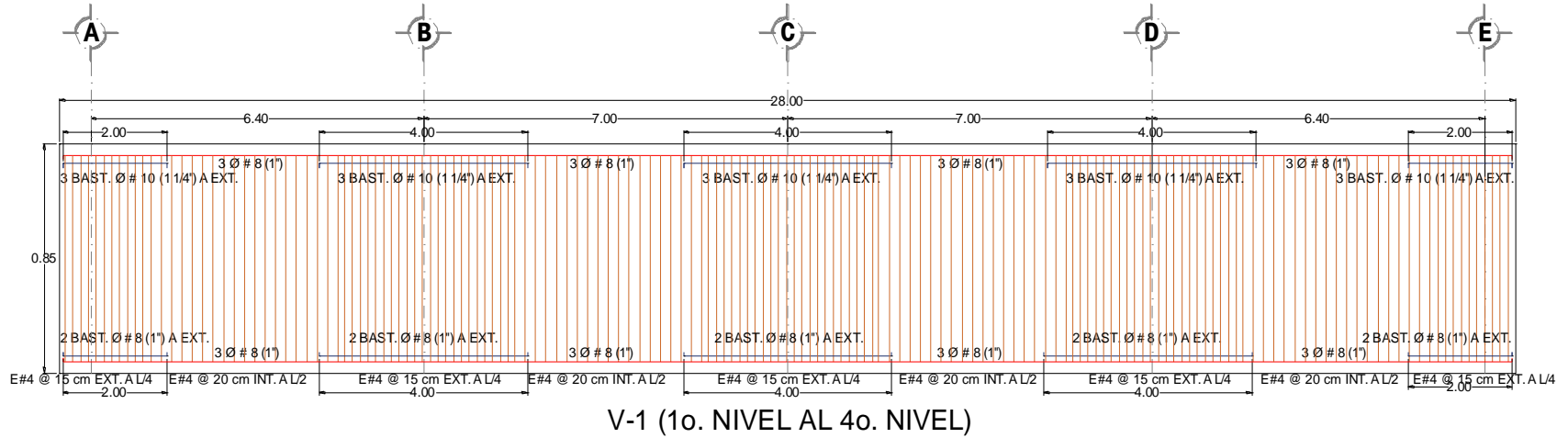
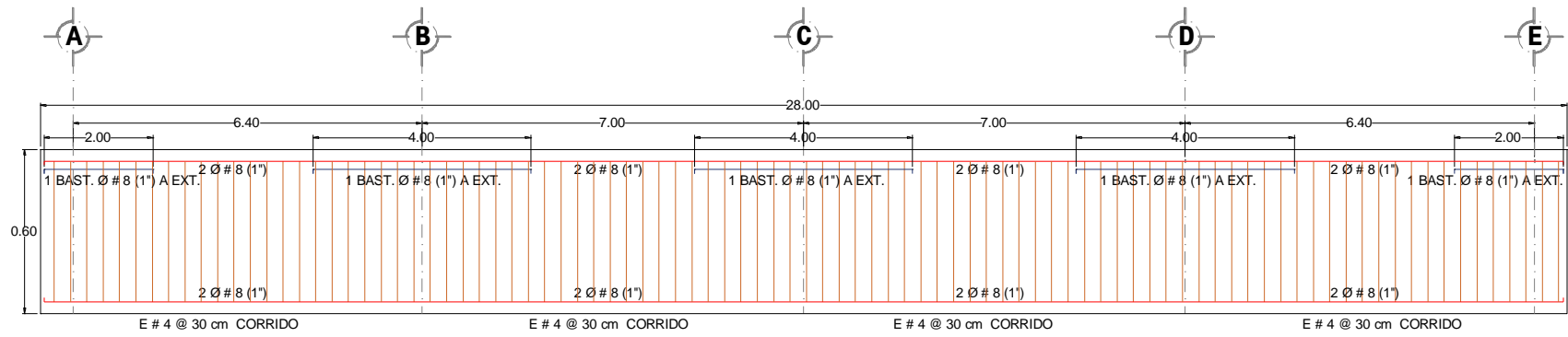


Figura. A.12 Detallado de armado de vigas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.



V-3 ( 8o. y 9o NIVEL )

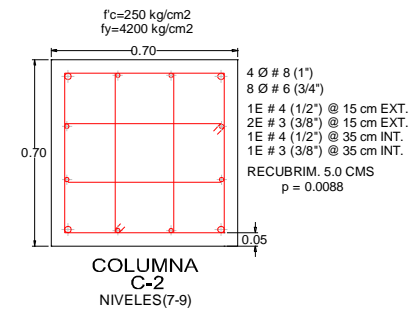
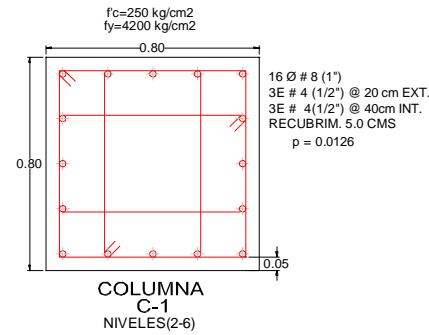
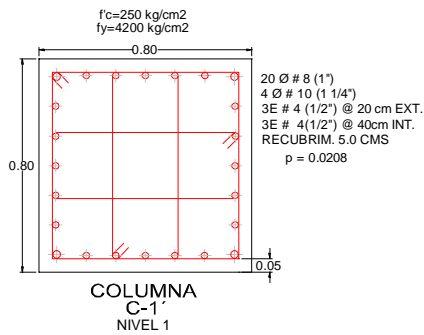
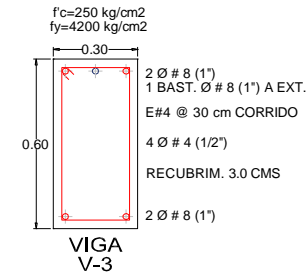
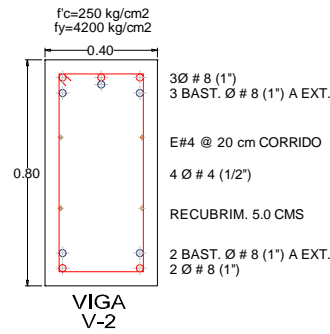
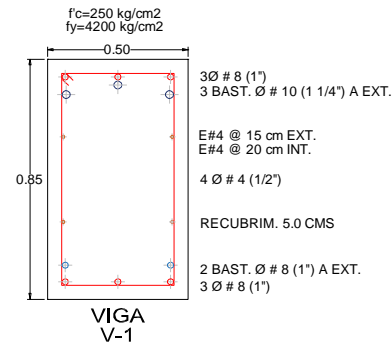


Figura. A.13 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

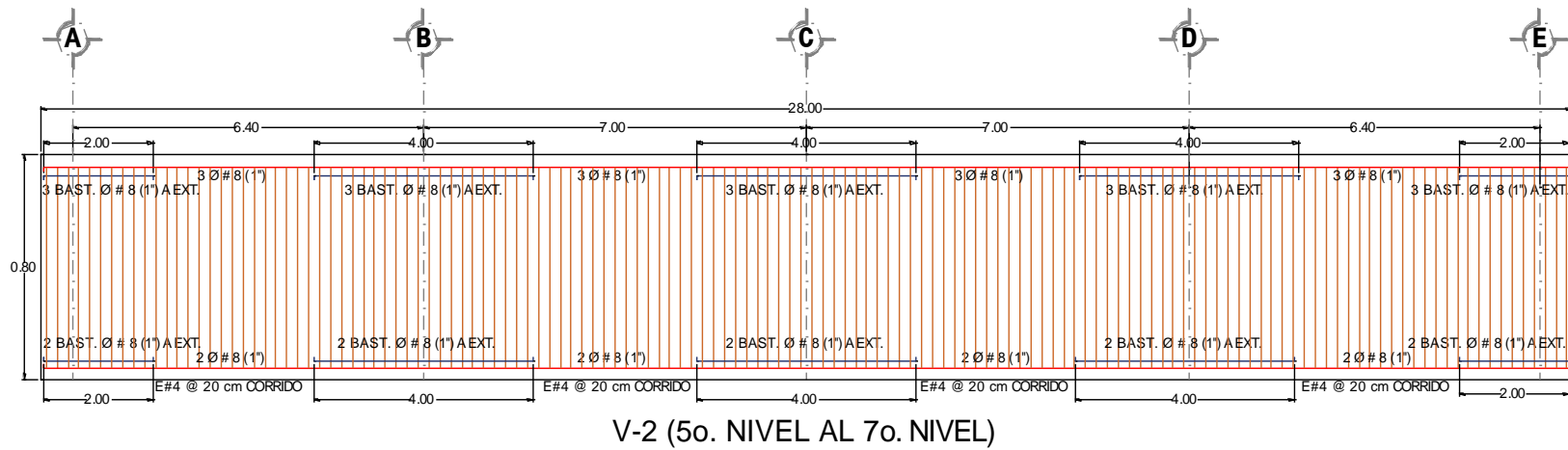
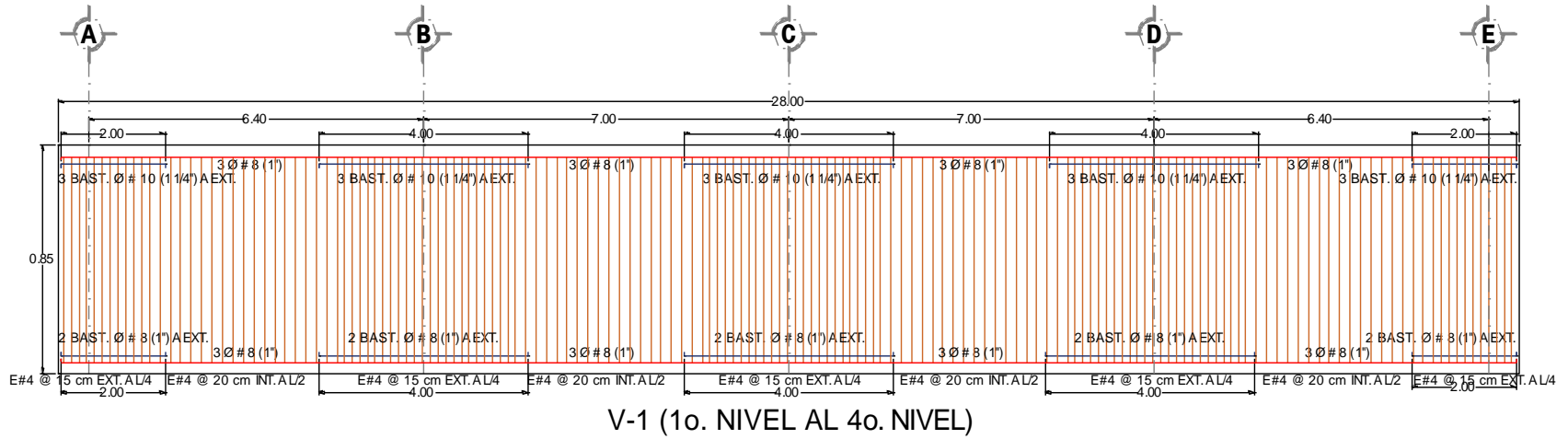


Figura. A.14 Detallado de armado de vigas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

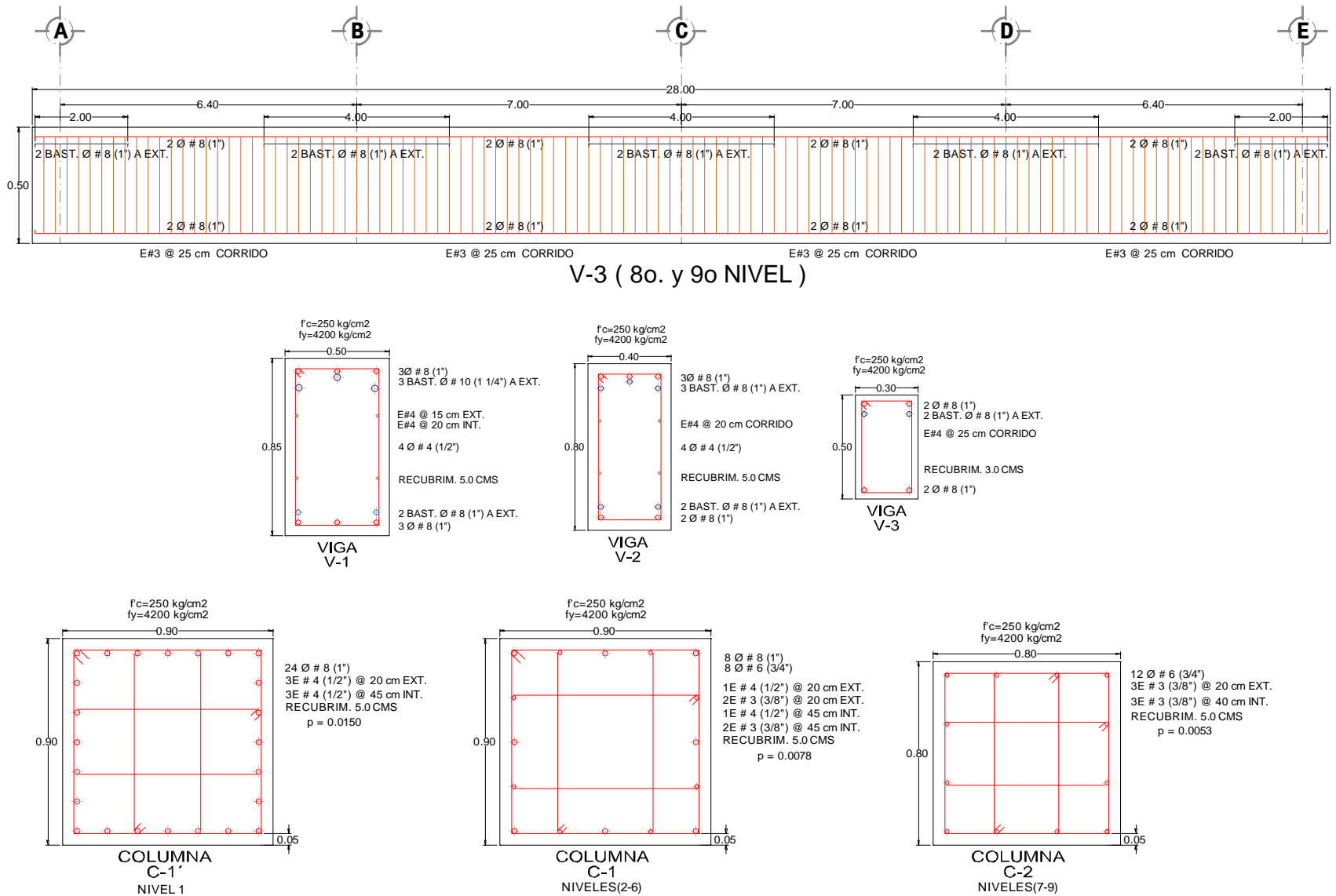
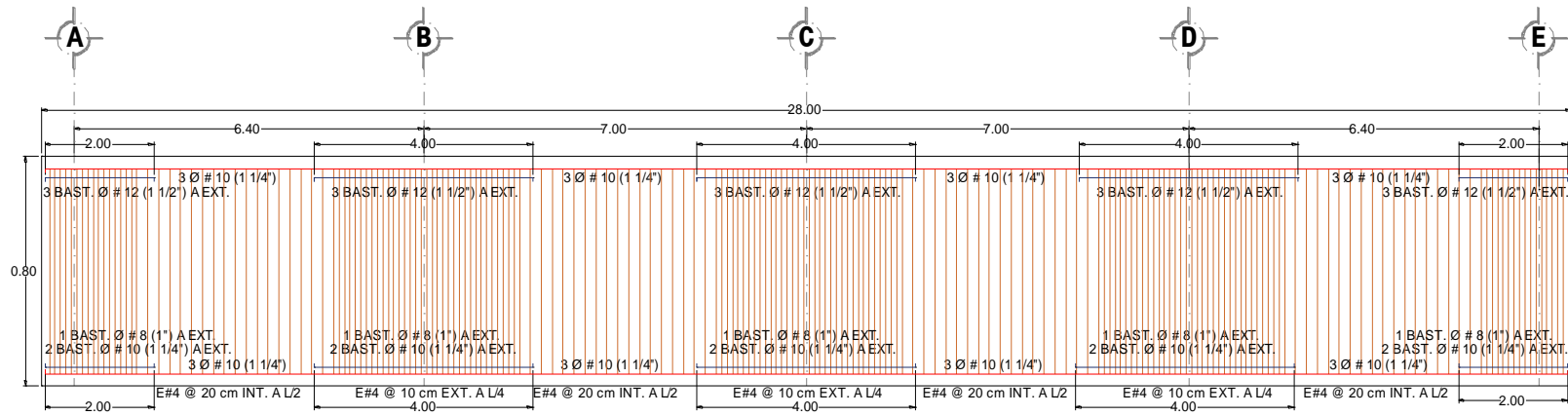
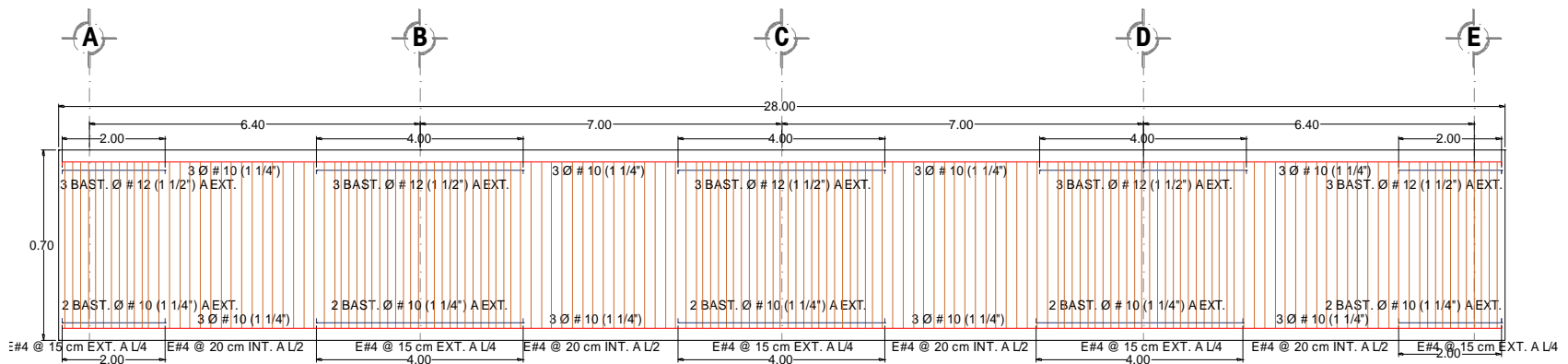


Figura. A.15 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.



V-1 (1ER. NIVEL AL 4o. NIVEL)



V-2 (5o. NIVEL AL 8o. NIVEL)

Figura. A.16 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a secciones gruesas.

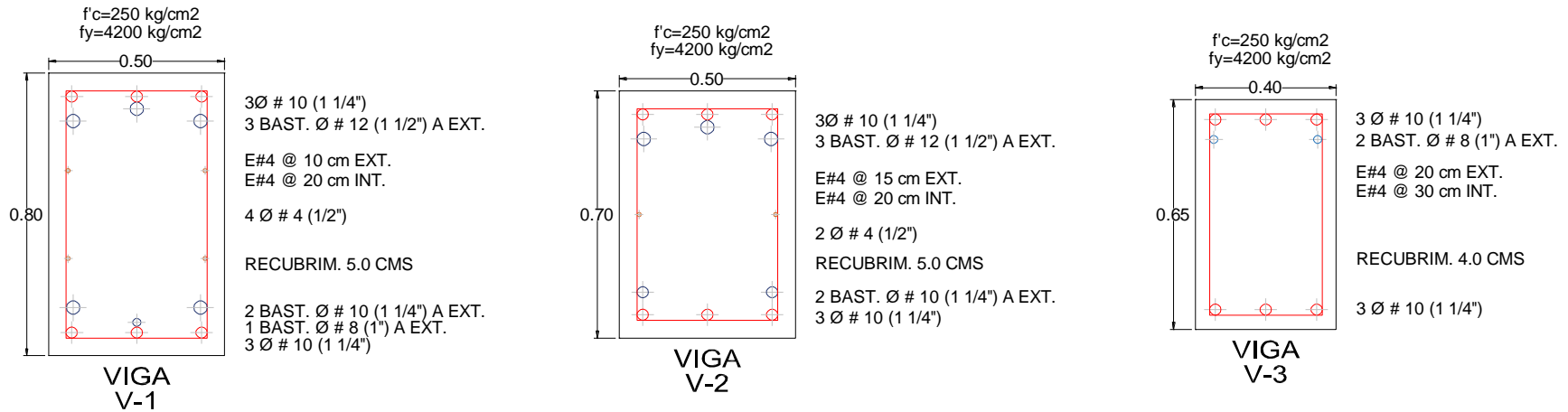
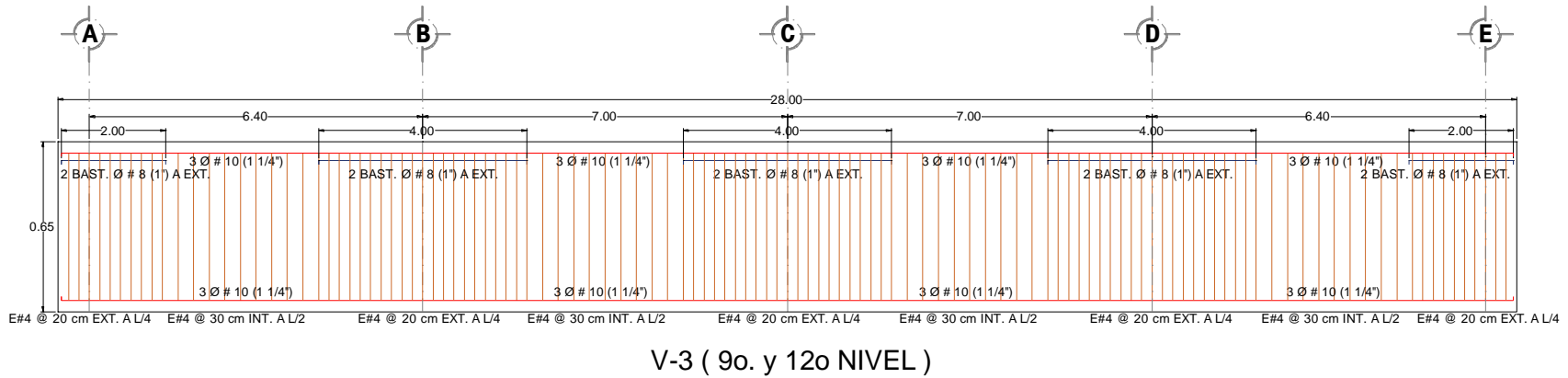


Figura. A.17 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a secciones gruesas.

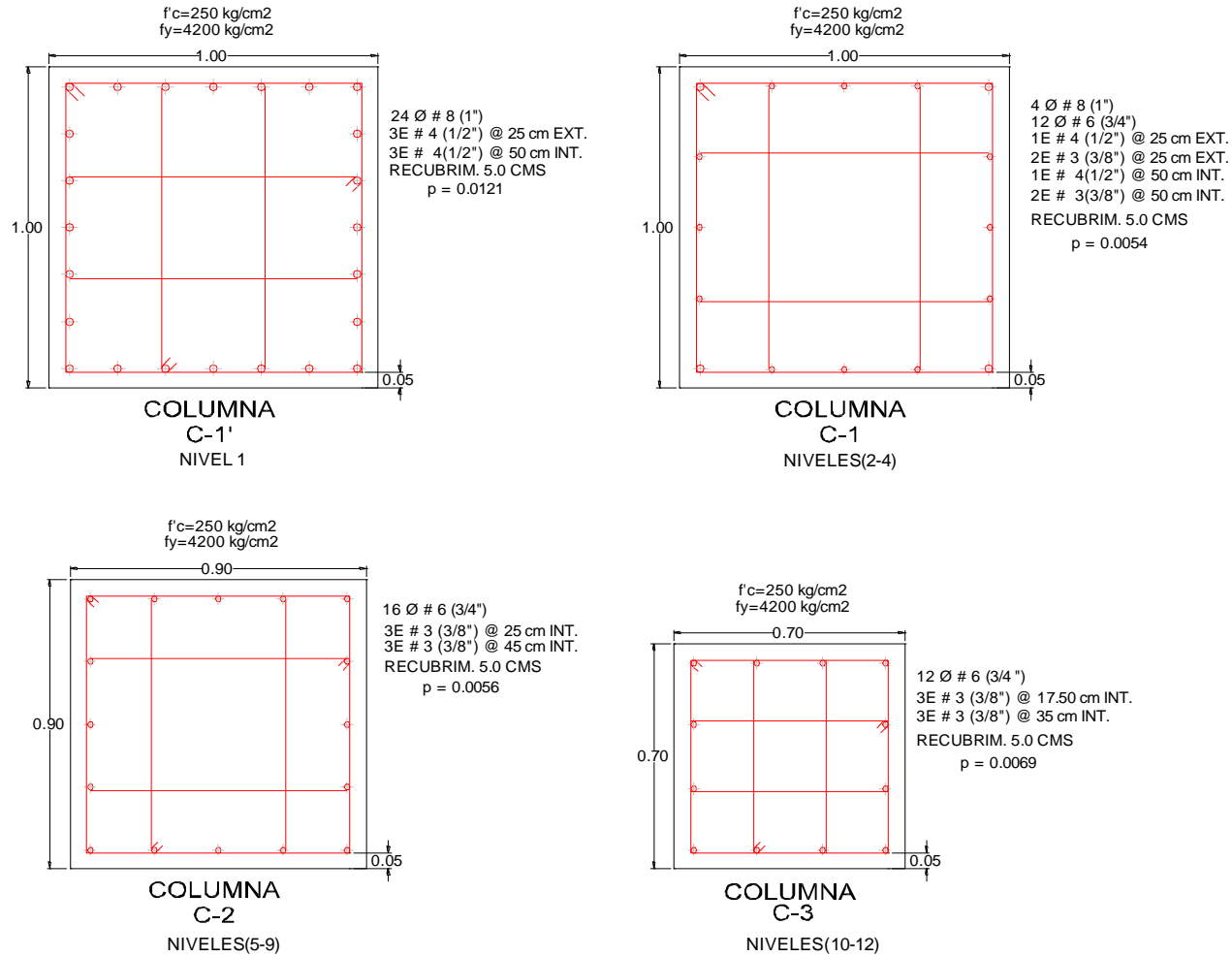


Figura. A.18 Detallado de armado de columnas del marco de 12 niveles con base a secciones gruesas.



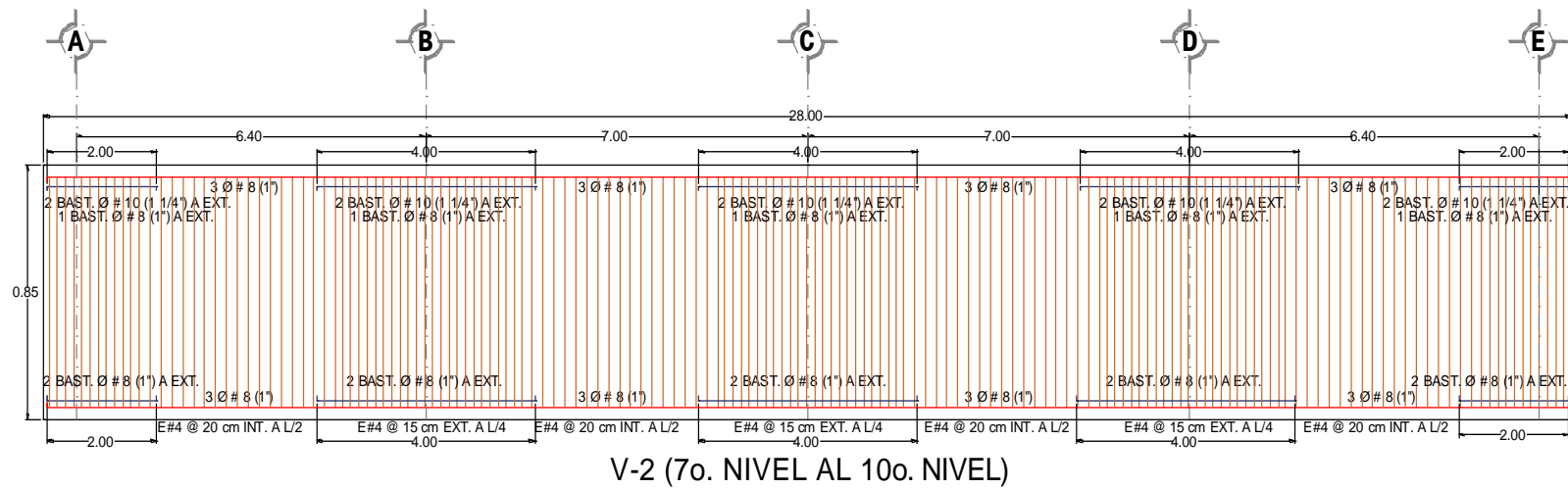
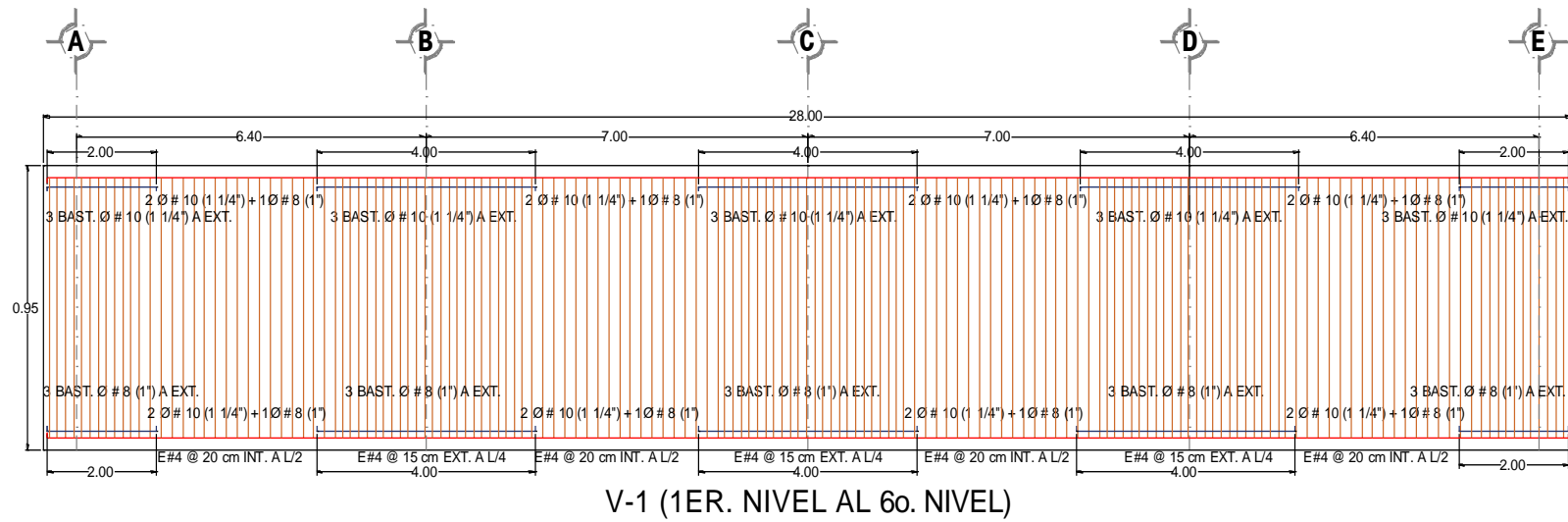
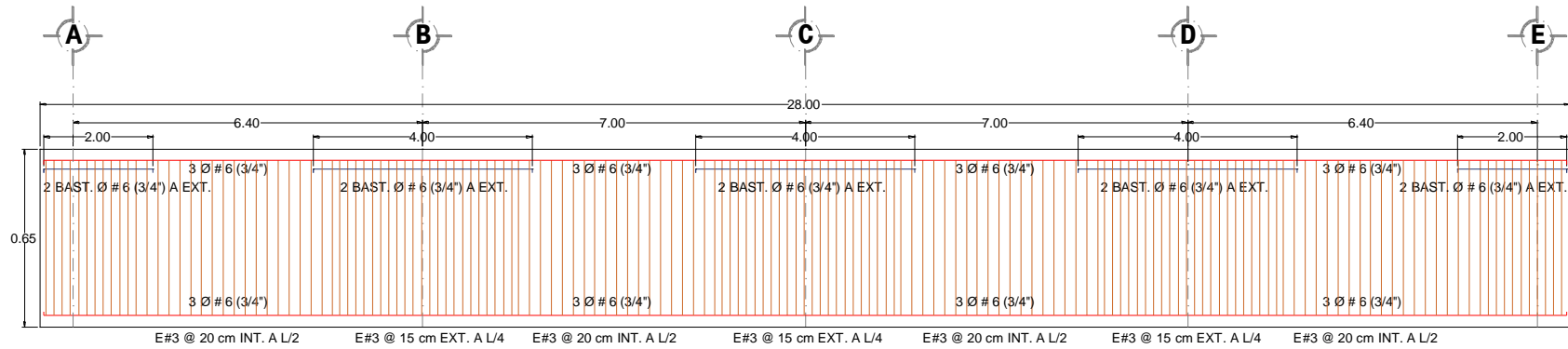
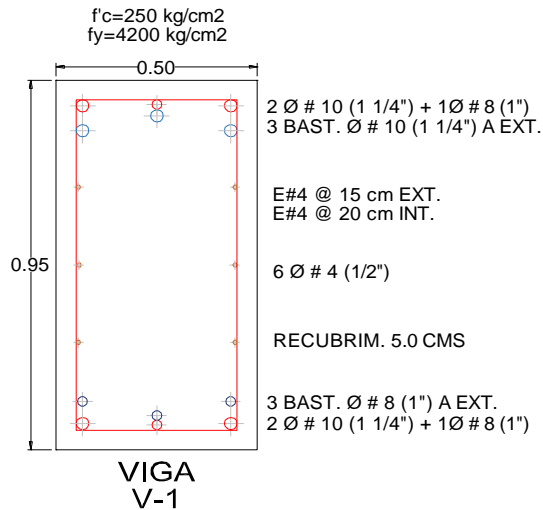


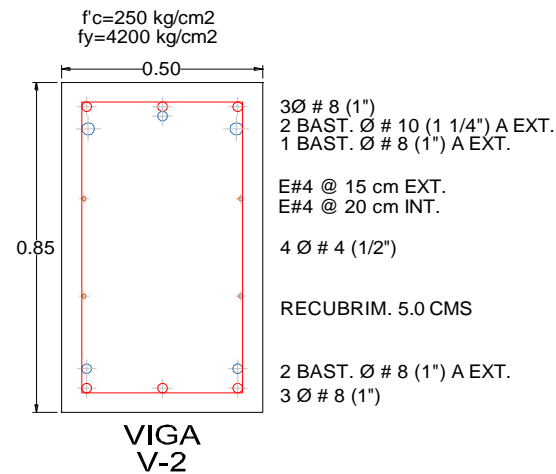
Figura. A.19 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.



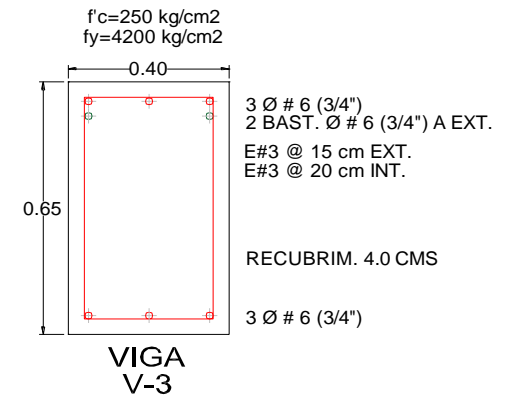
V-3 ( 11o. y 12o NIVEL )



VIGA V-1



VIGA V-2



VIGA V-3

Figura. A.20 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

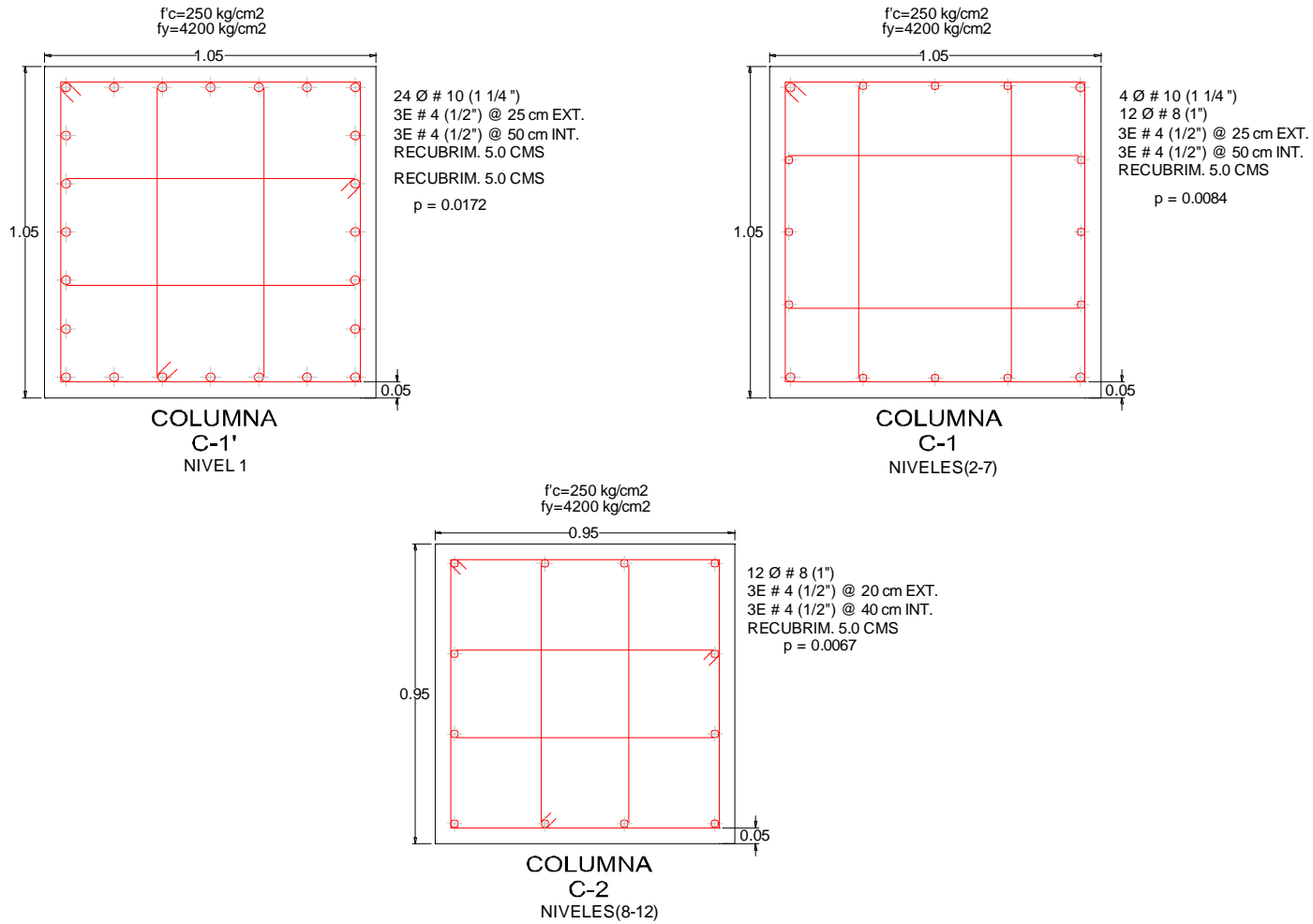


Figura. A.21 Detallado de armado de columnas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

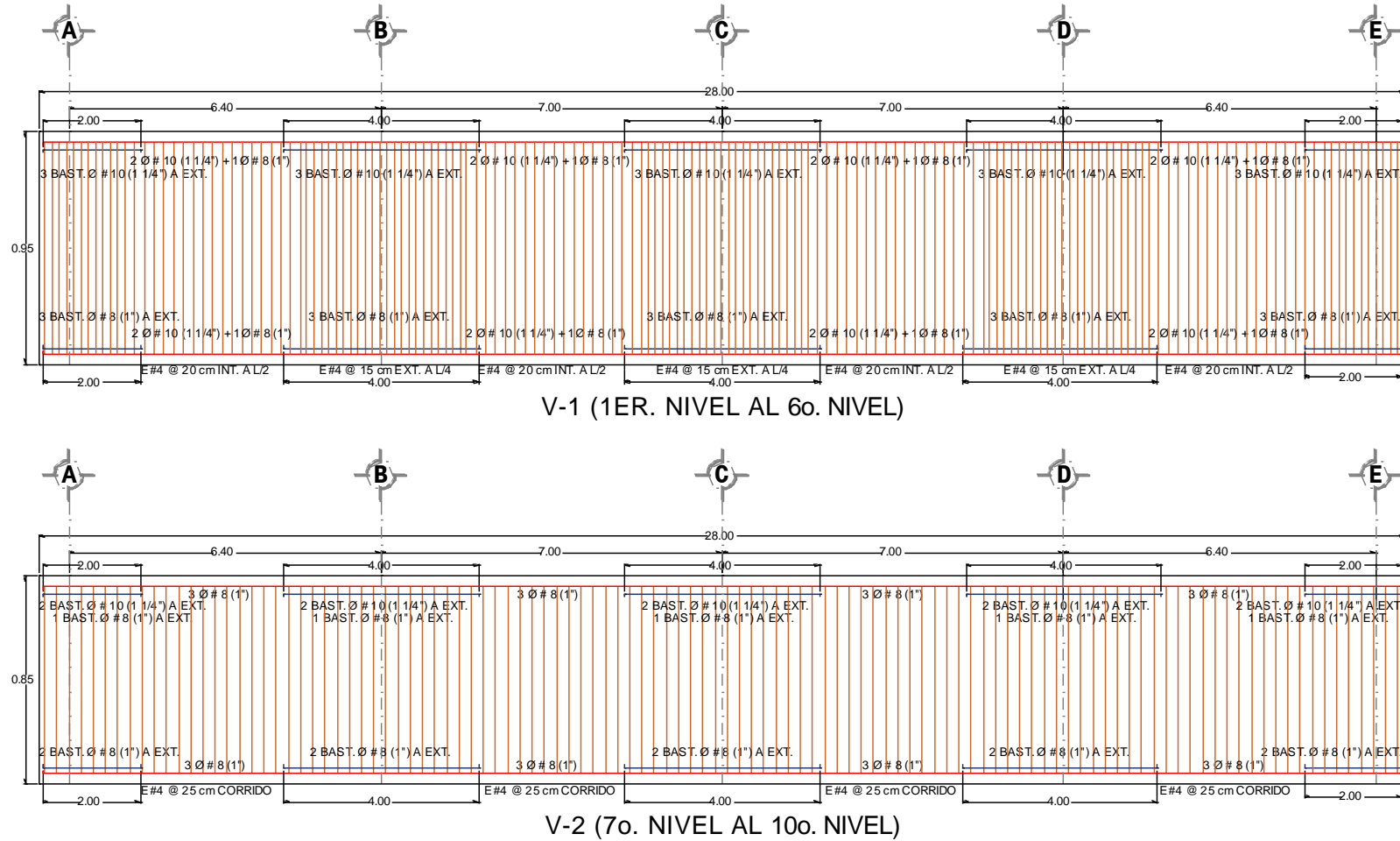
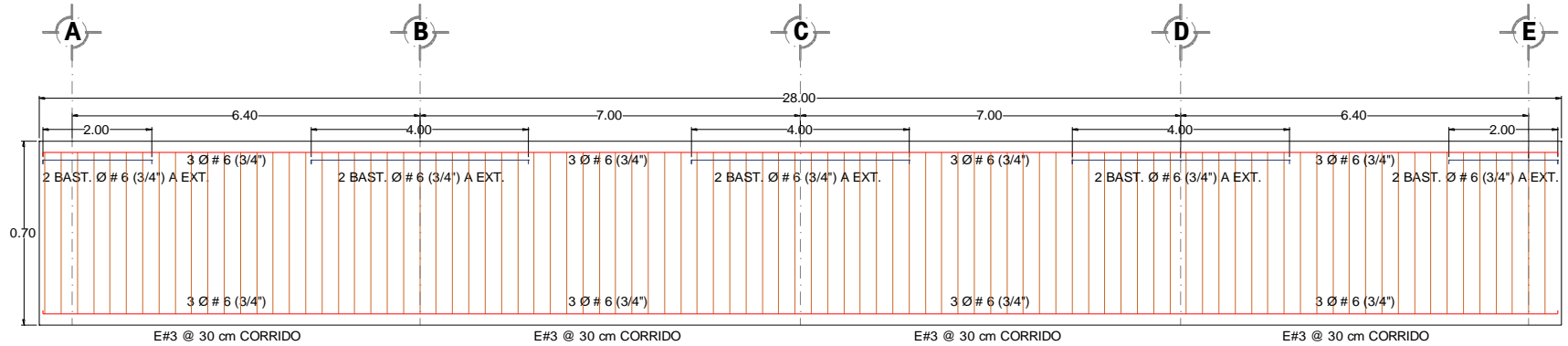


Figura. A.22 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.



V-3 ( 11o. y 12o NIVEL )

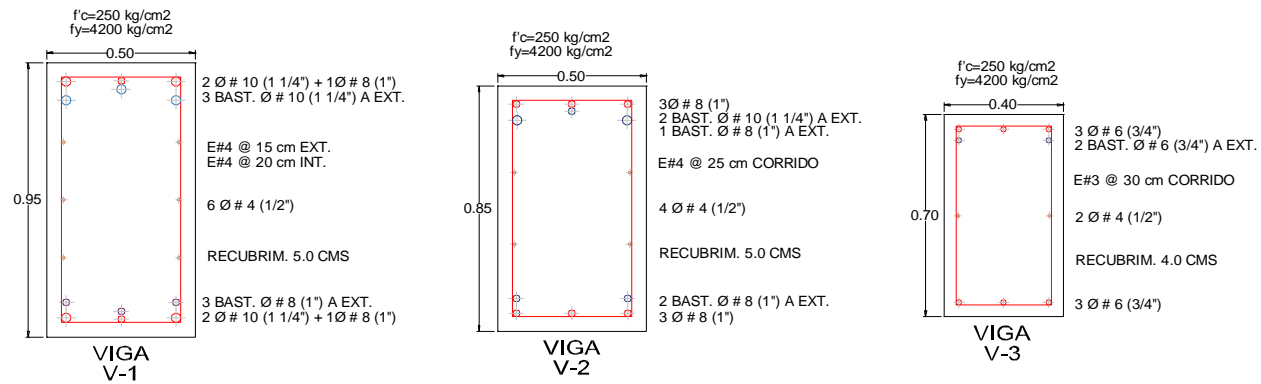


Figura. A.23 Detallado de armado de vigas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

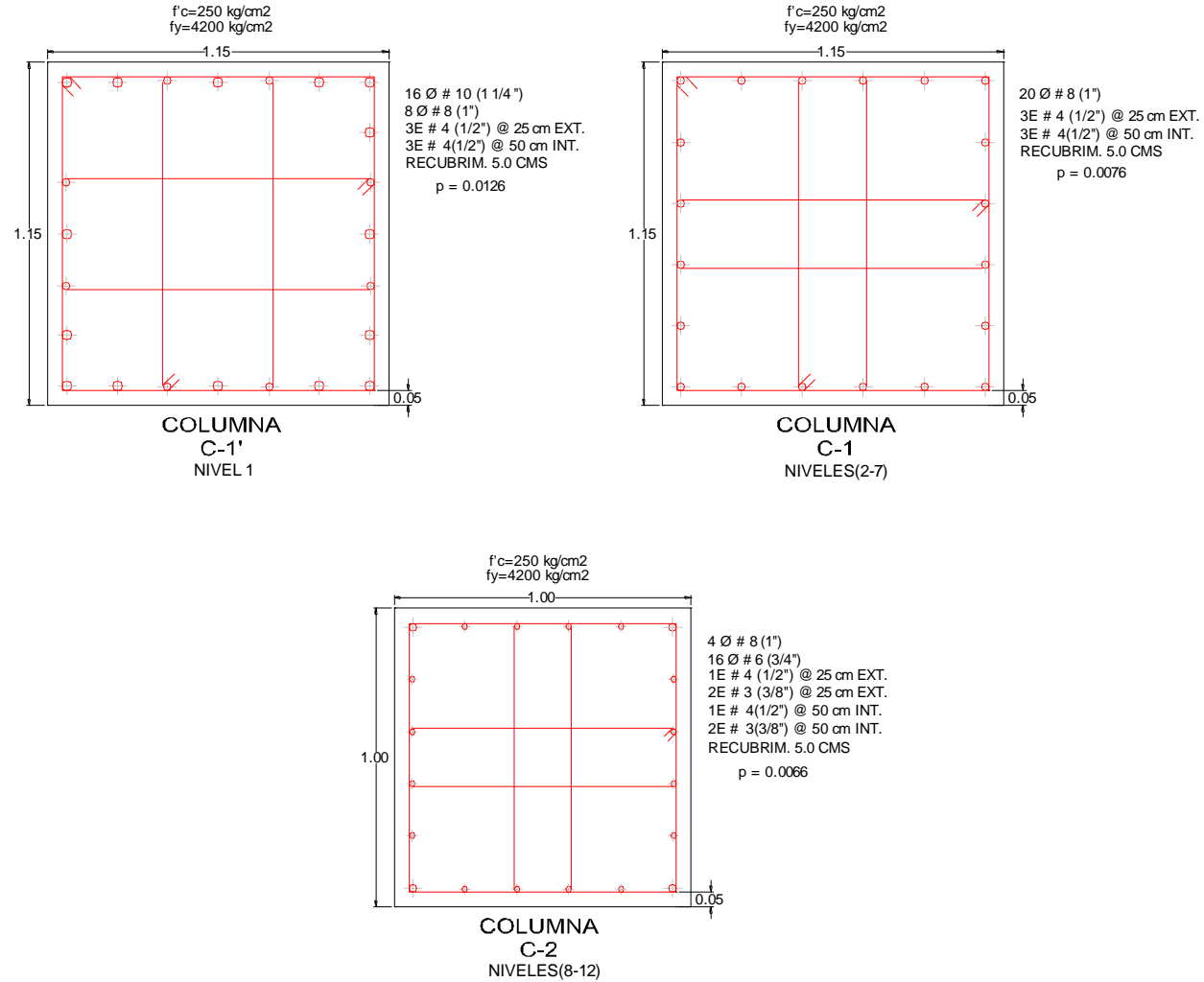


Figura. A.24 Detallado de armado de columnas del marco de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

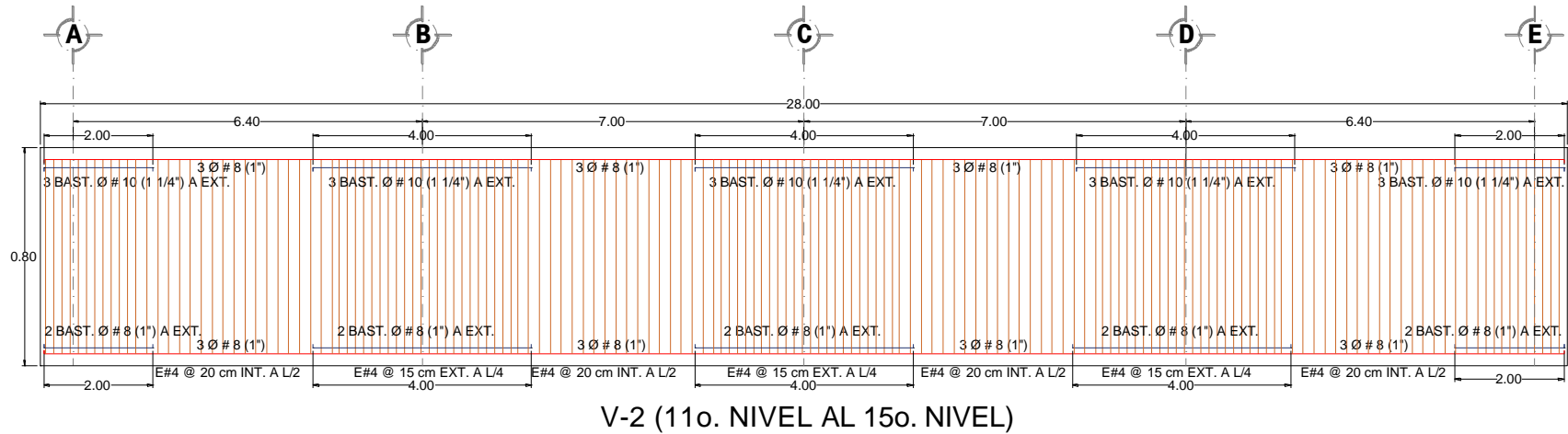
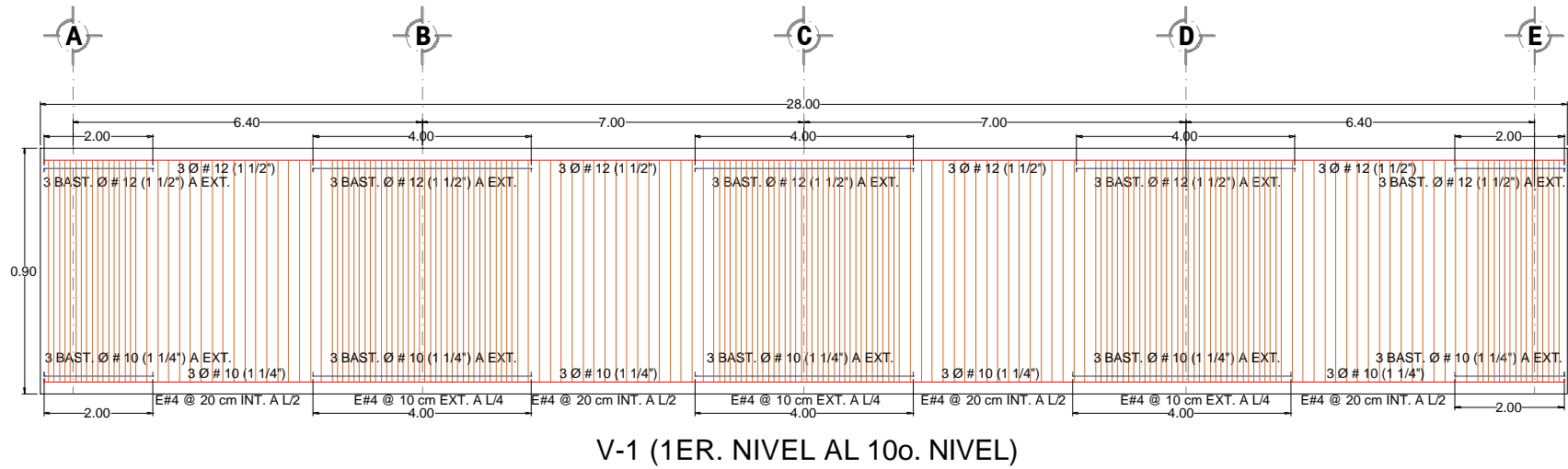


Figura. A.25 Detallado de armado de vigas del marco de 15 niveles con base a secciones gruesas.

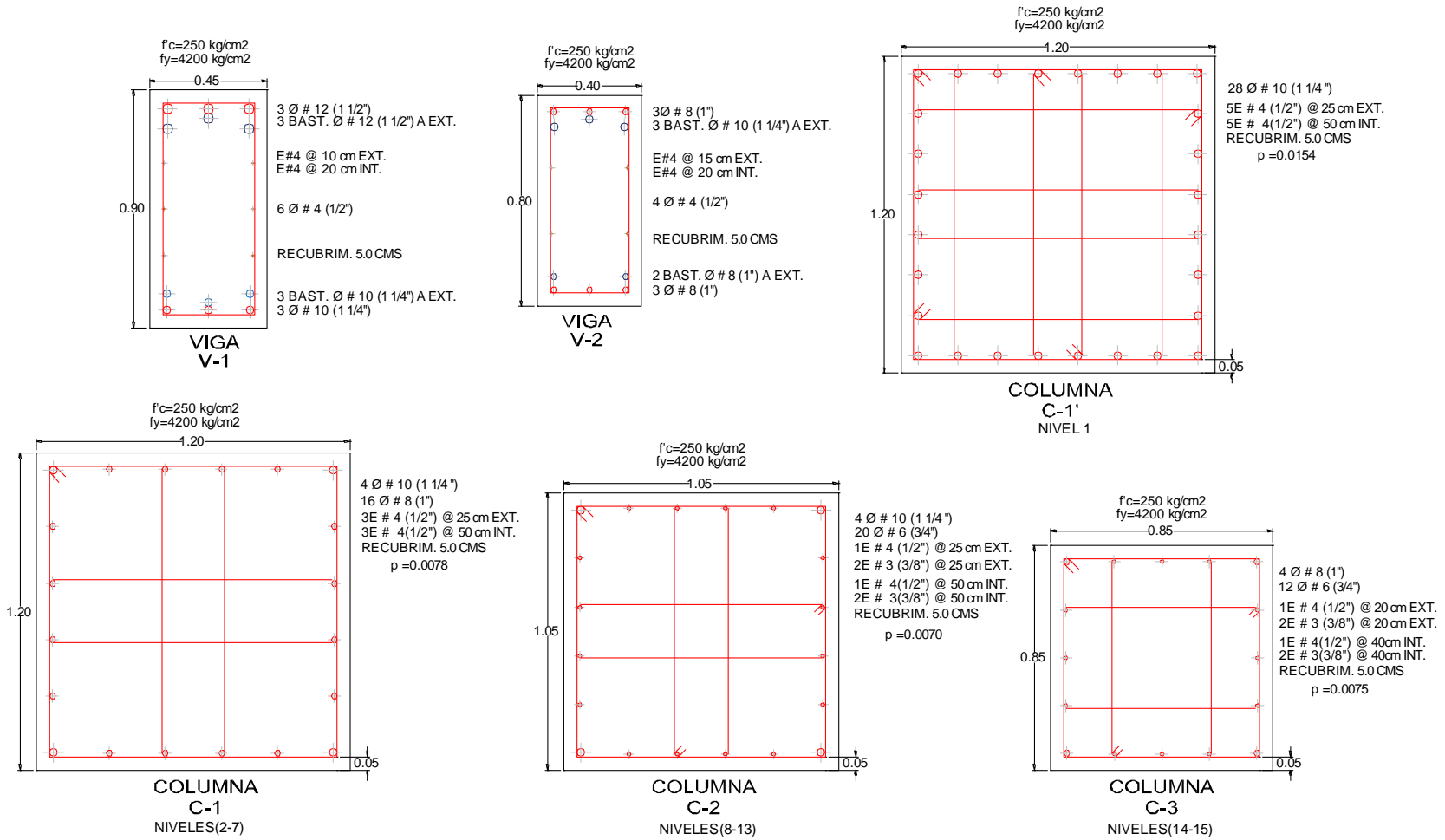


Figura. A.26 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 15 niveles con base a secciones gruesas.



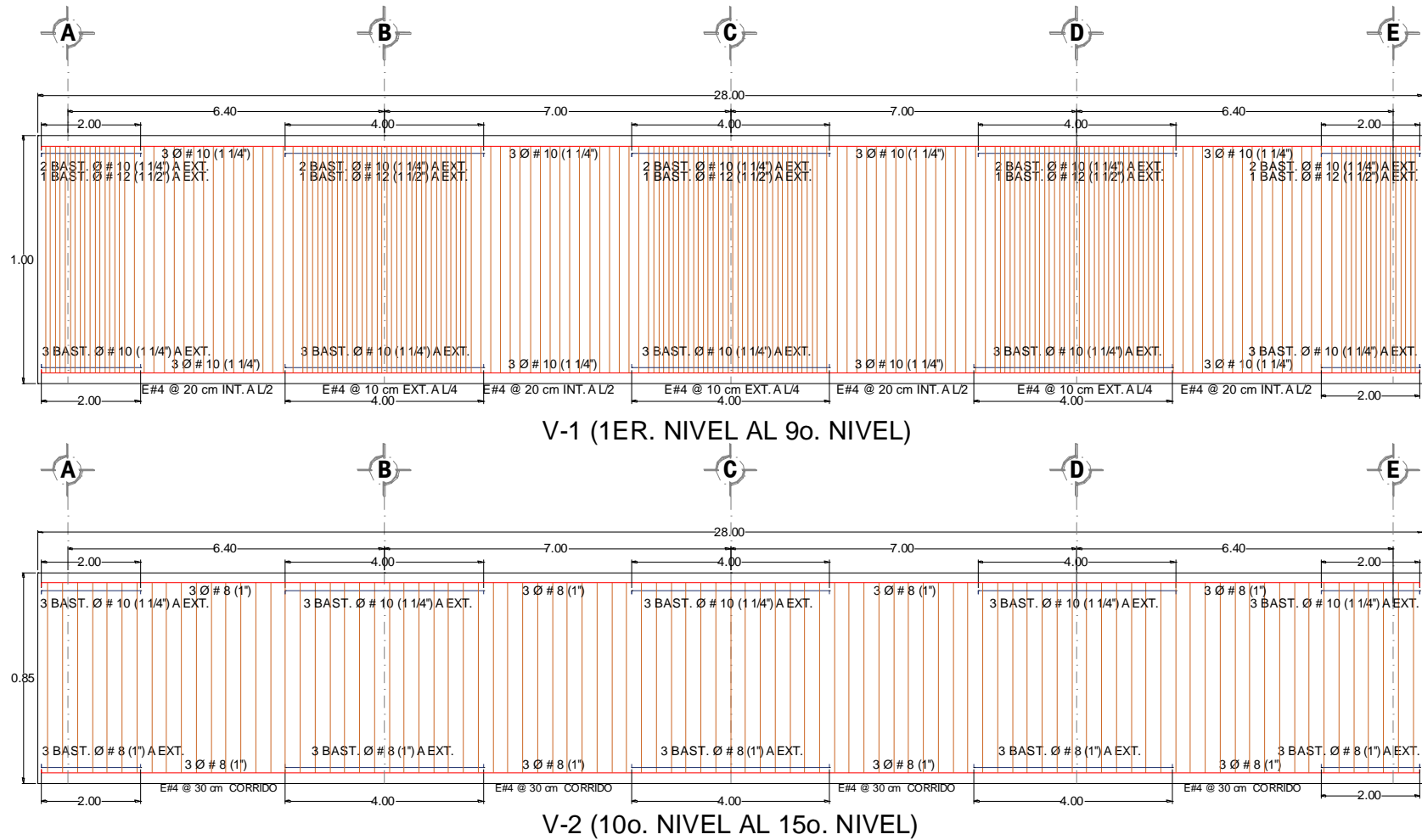


Figura. A.27 Detallado de armado de vigas del marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

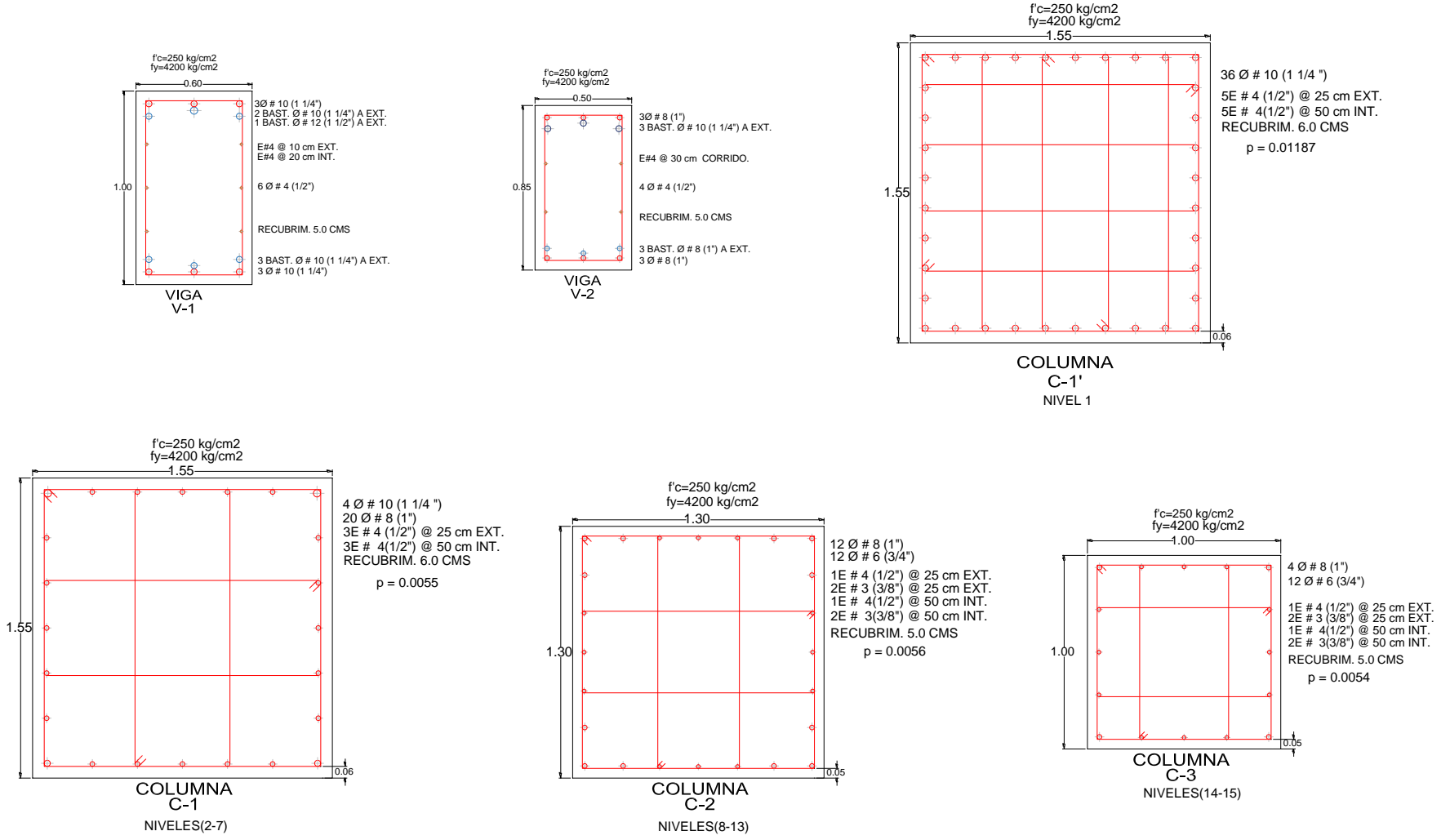
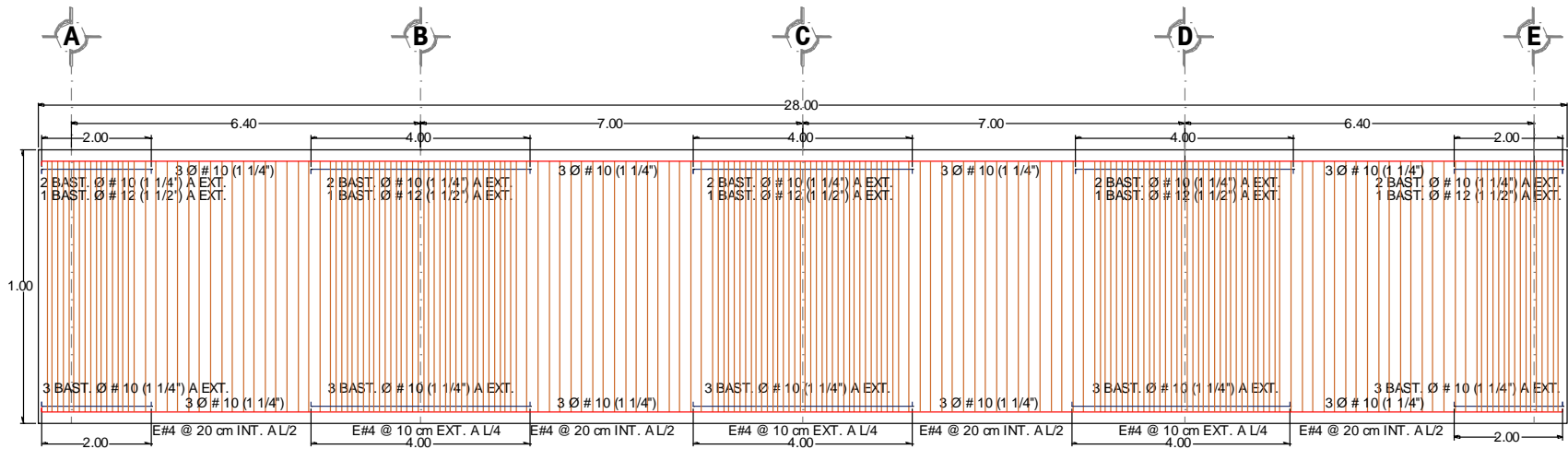
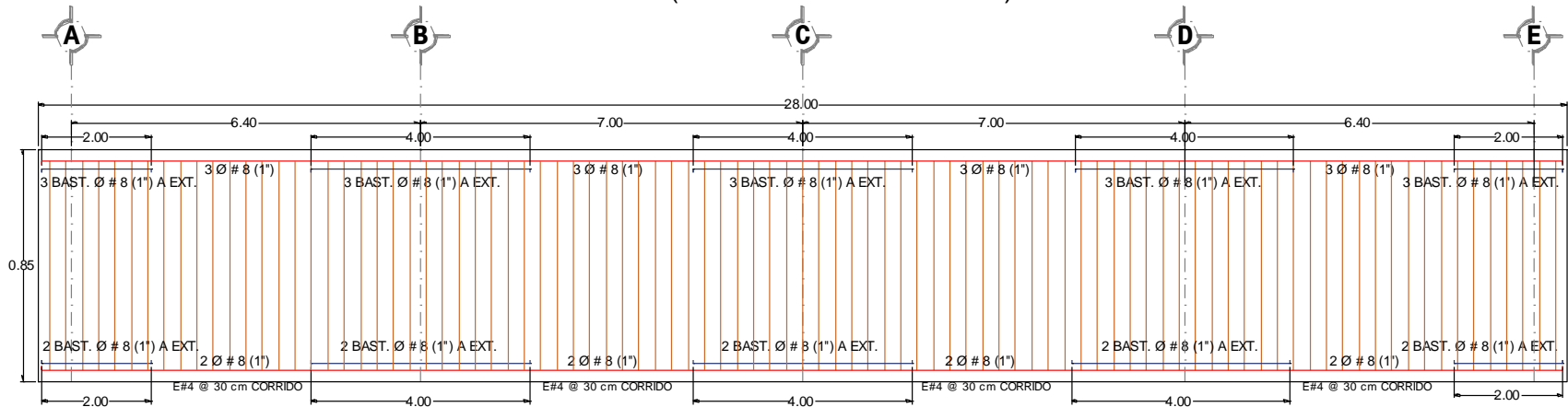


Figura. A.28 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.



V-1 (10. NIVEL AL 100. NIVEL)



V-2 (110. NIVEL AL 150. NIVEL)

Figura. A.29 Detallado de armado de vigas del marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

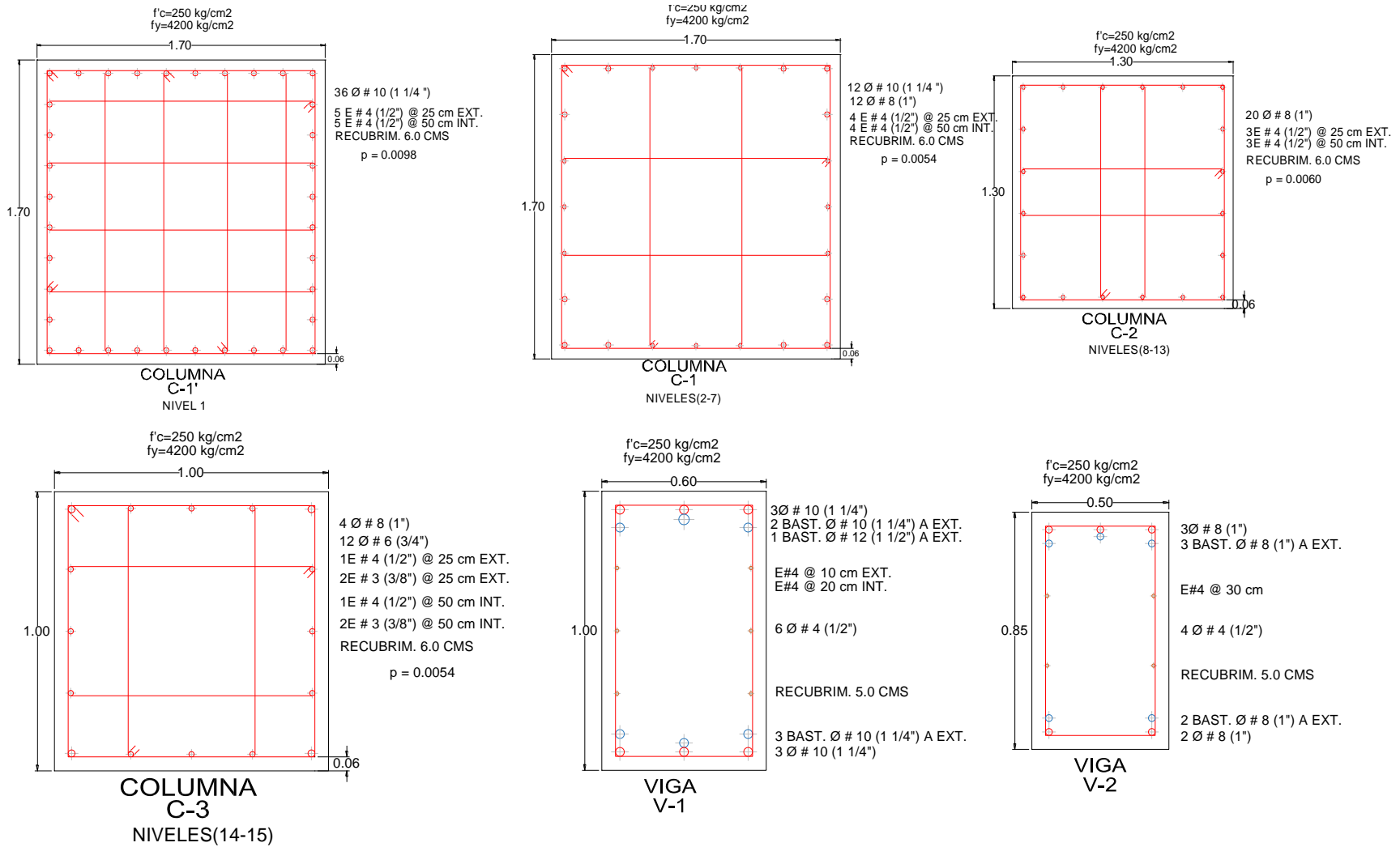


Figura. A.30 Detallado de armado de vigas y columnas del marco de 15 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

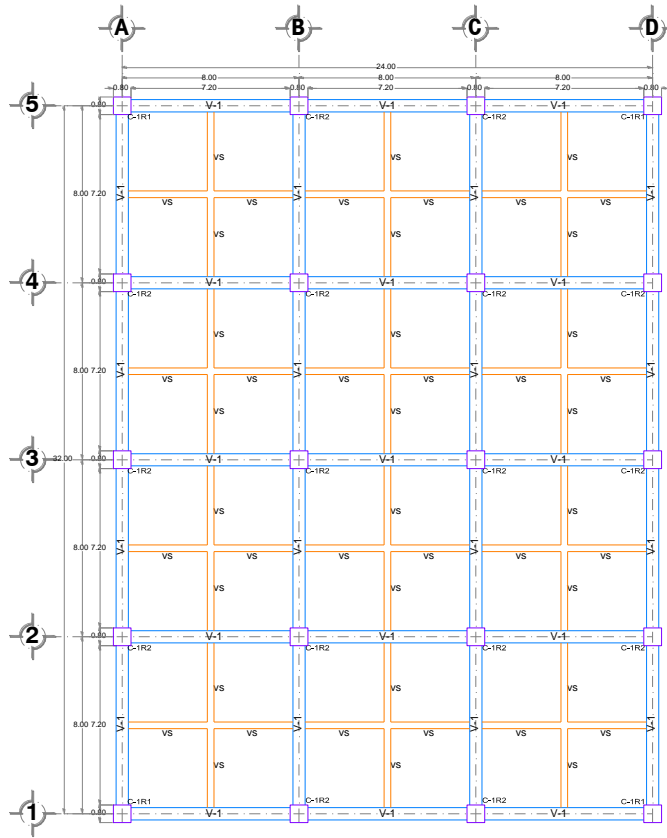


# APÉNDICE B

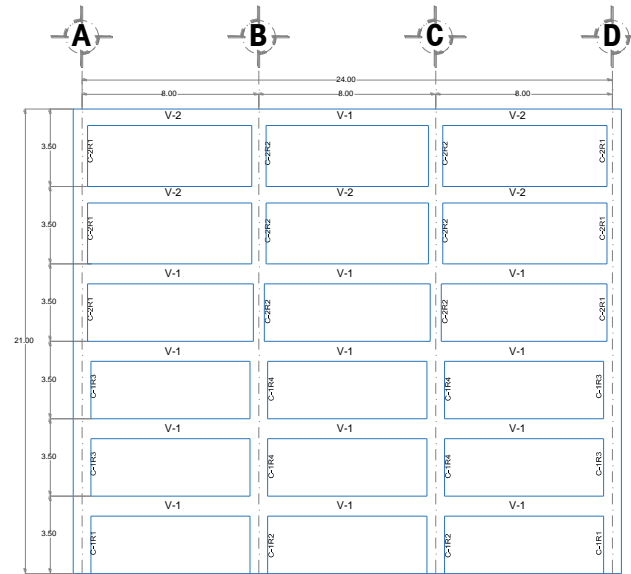
---

## DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS

---



PLANTA DE EDIFICIO DE 6 NIVELES



ALZADO DE EDIFICIO DE 6 NIVELES

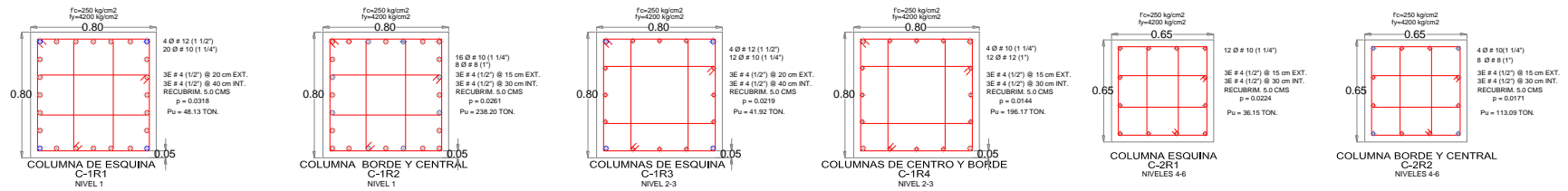


Figura. B.1 Detallado de armado de columnas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

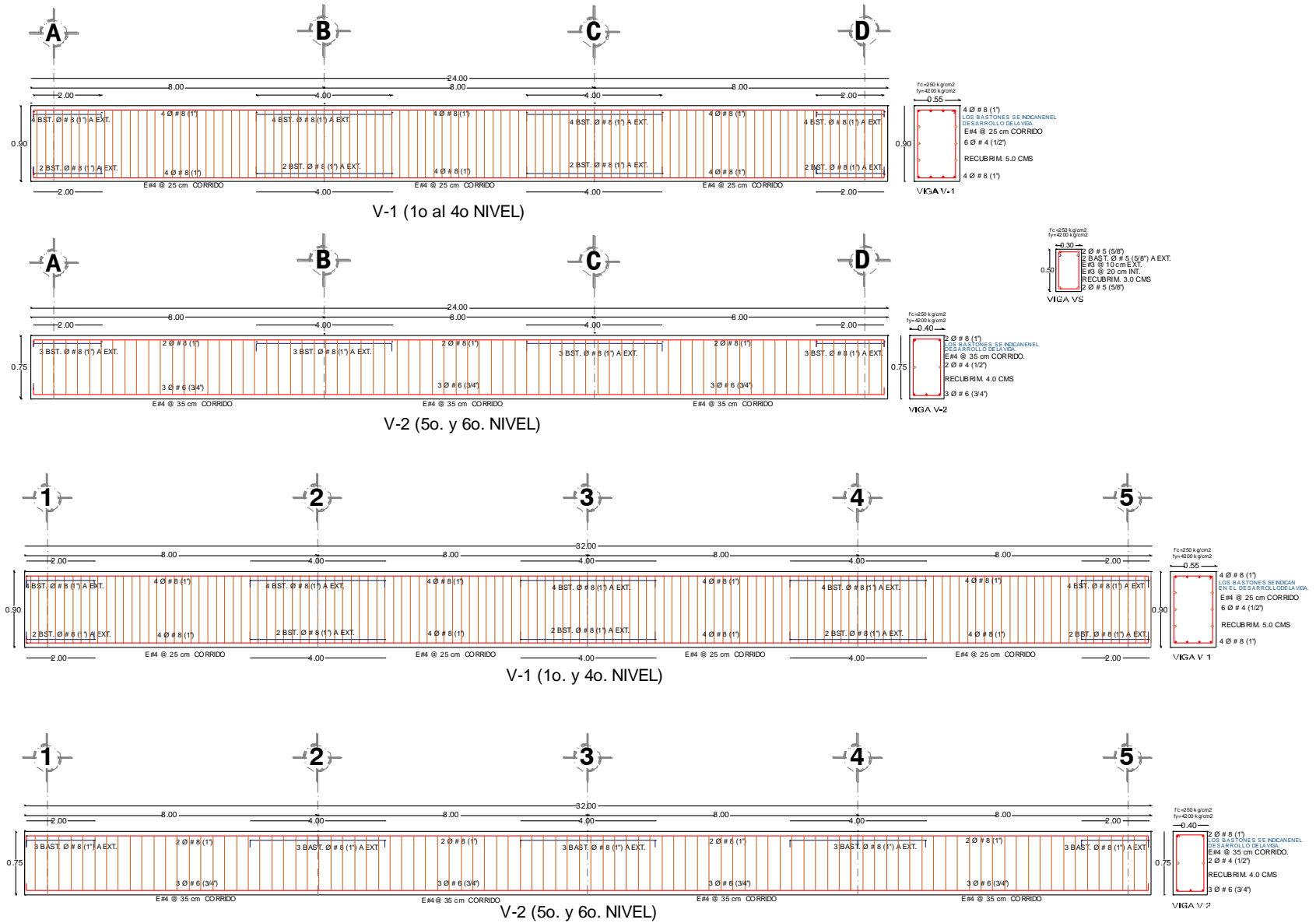


Figura. B.2 Detallado de armado de vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

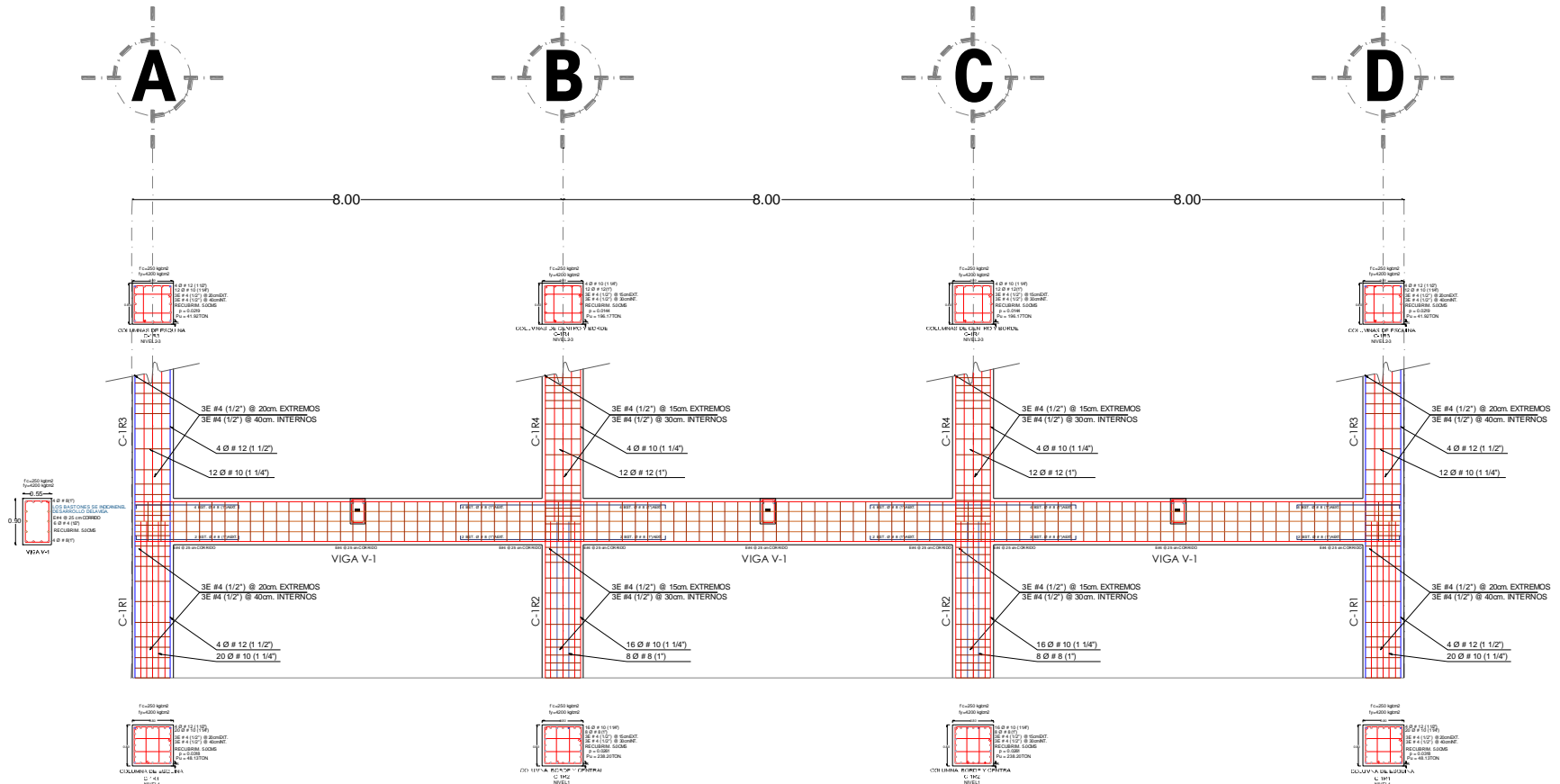
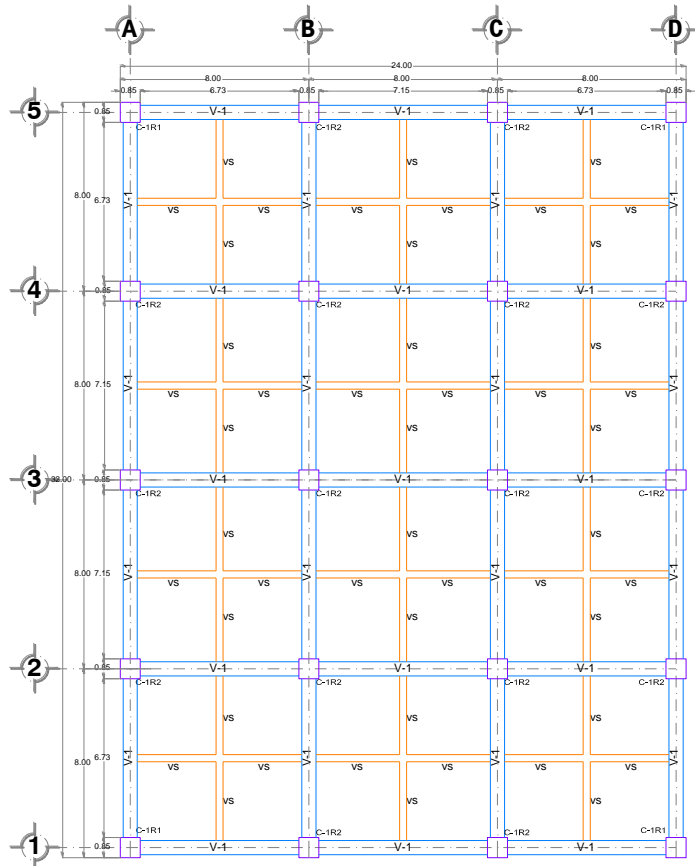
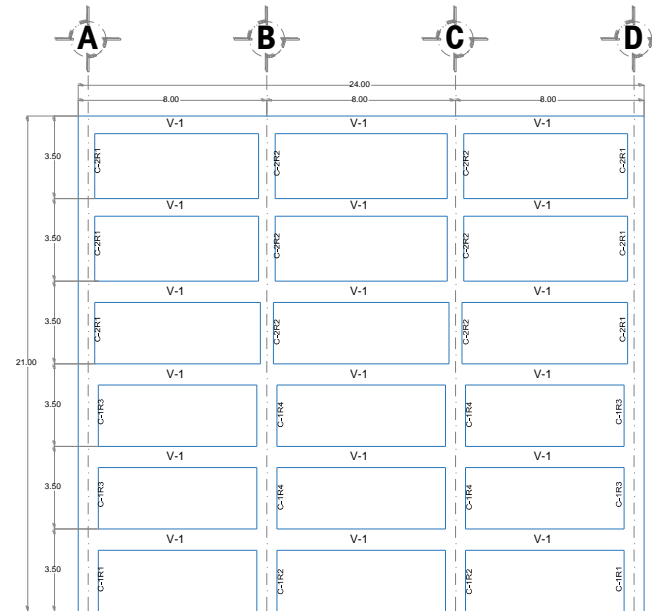


Figura. B.3 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.





PLANTA DE EDIFICIO DE 6 NIVELES



ALZADO DE EDIFICIO DE 6 NIVELES

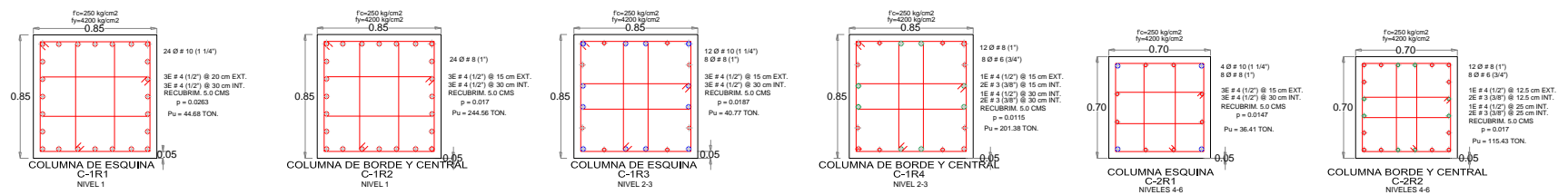


Figura. B.4 Detallado de armado de columnas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

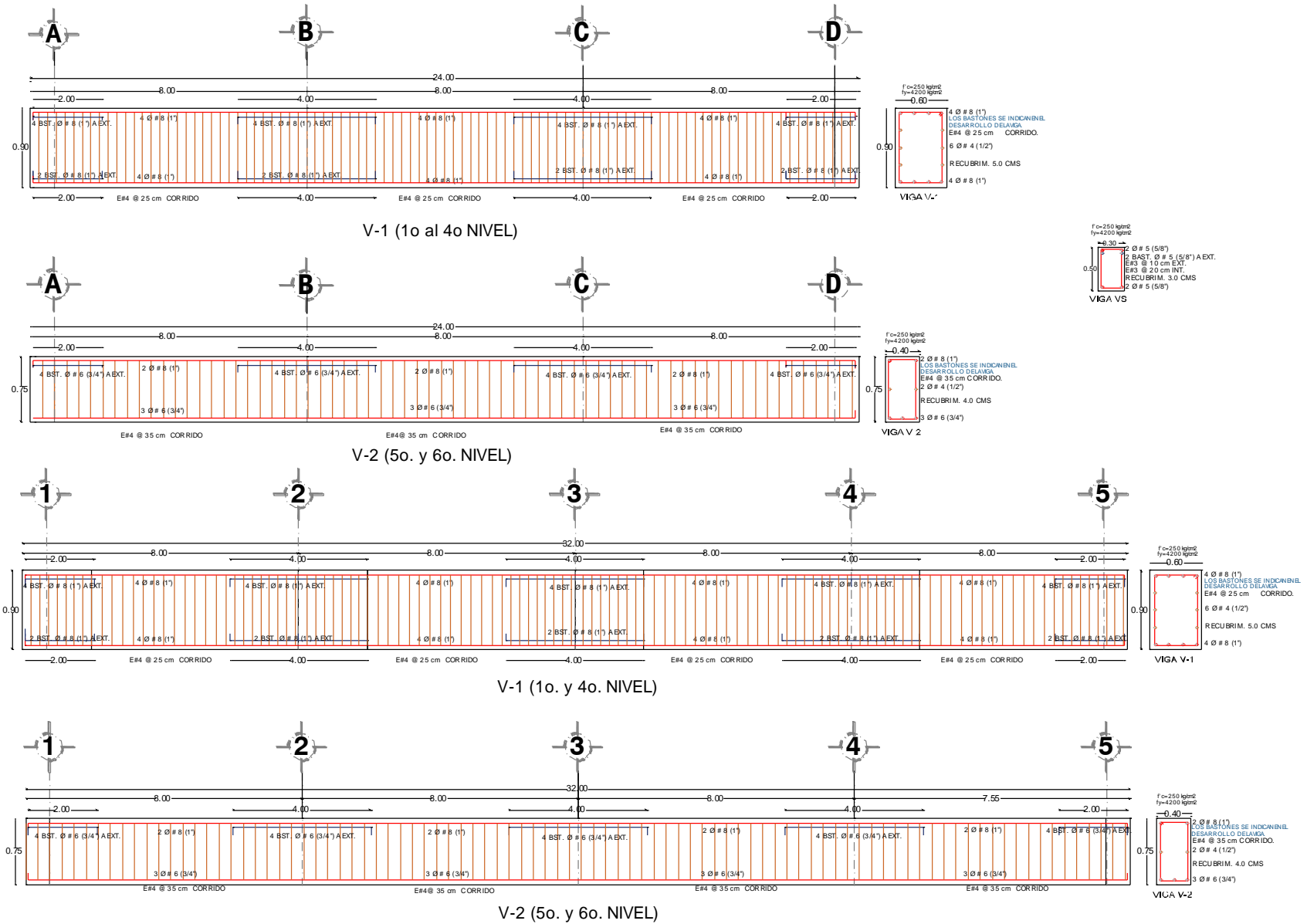


Figura. B.5 Detallado de armado de vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

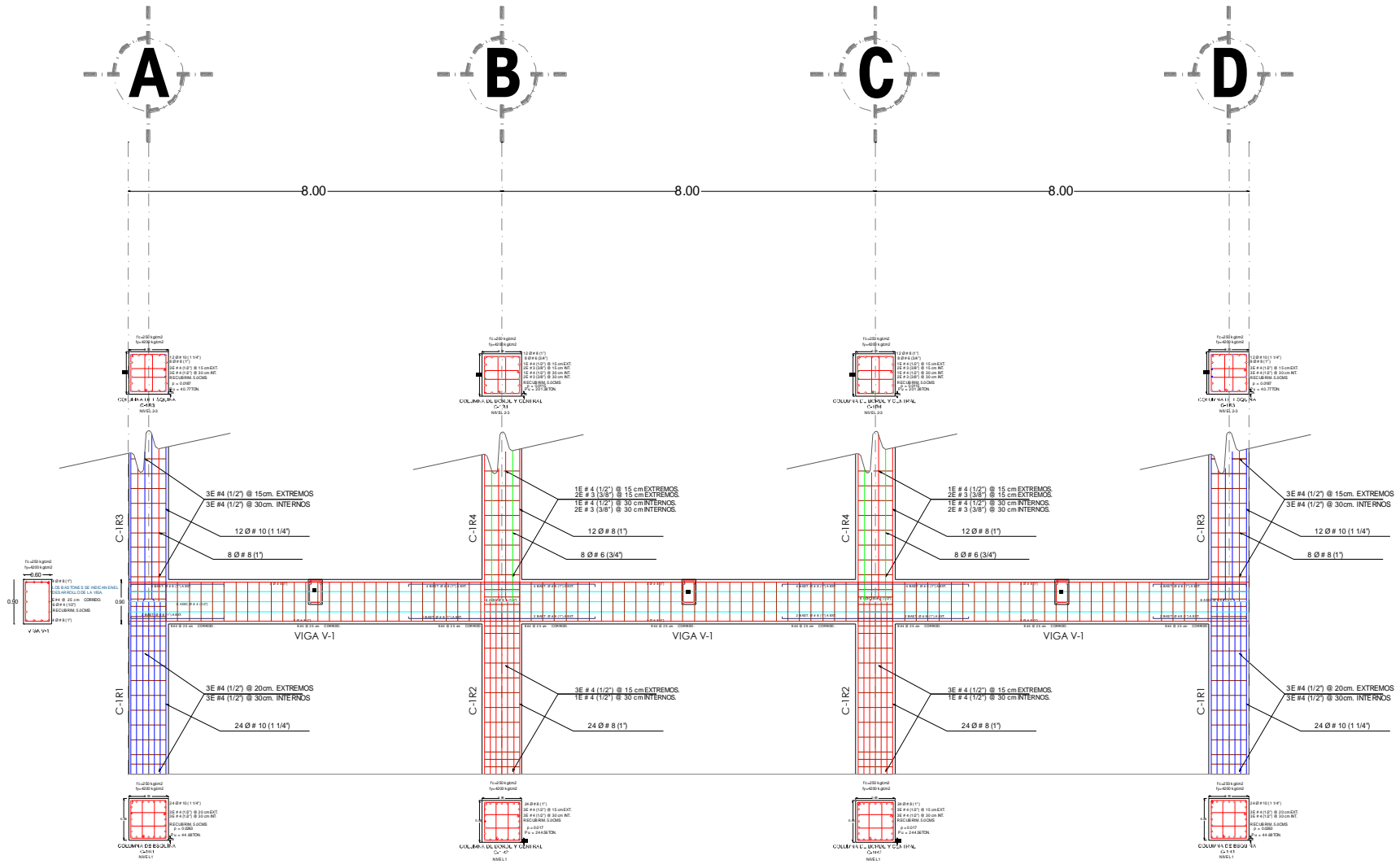
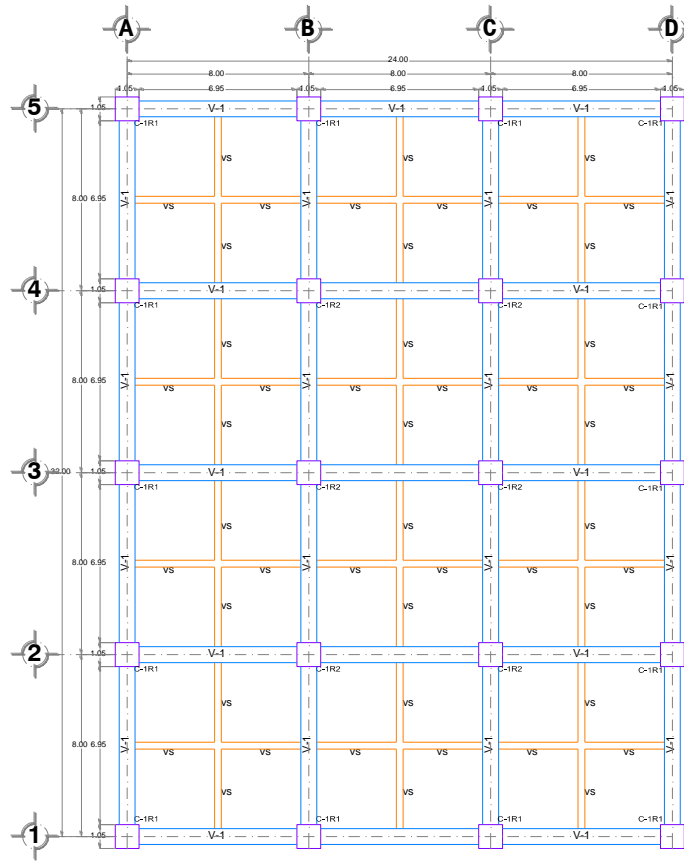
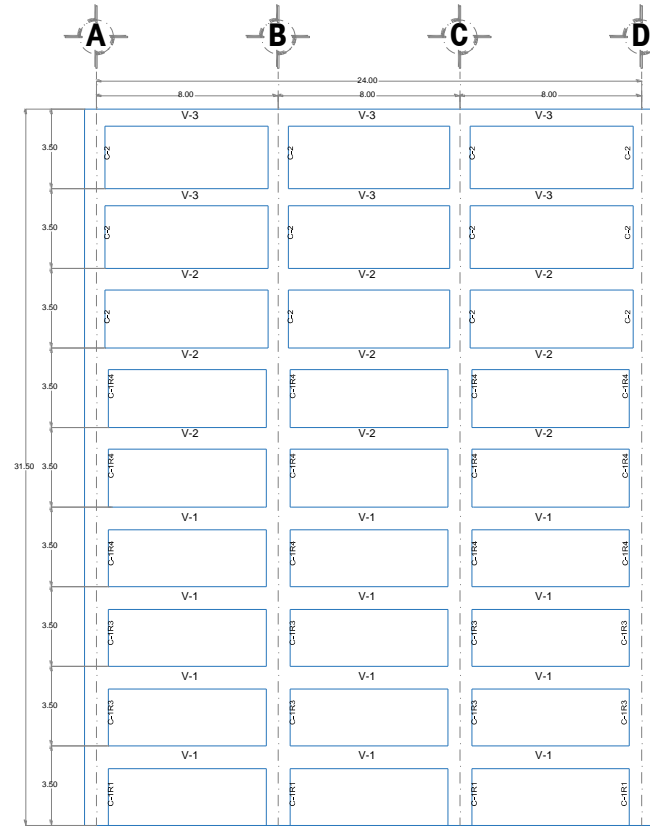


Figura. B.6 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 6 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.



PLANTA DE EDIFICIO DE 9 NIVELES



ALZADO DE EDIFICIO DE 9 NIVELES

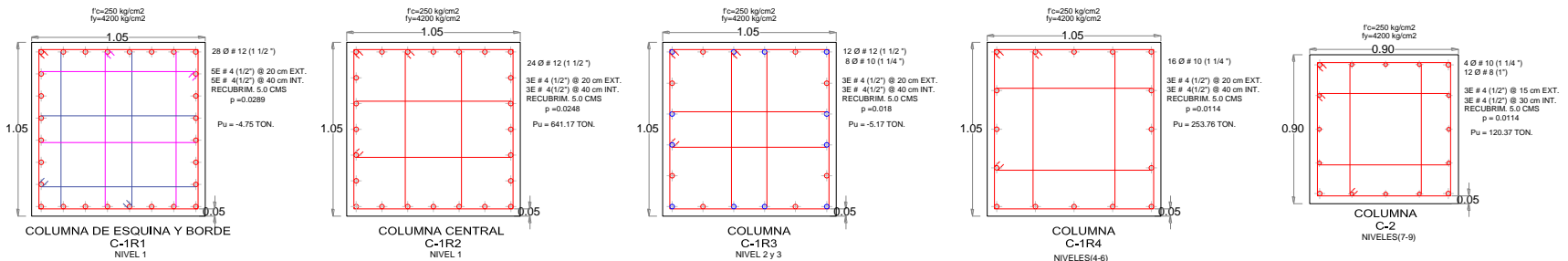


Figura. B.7 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

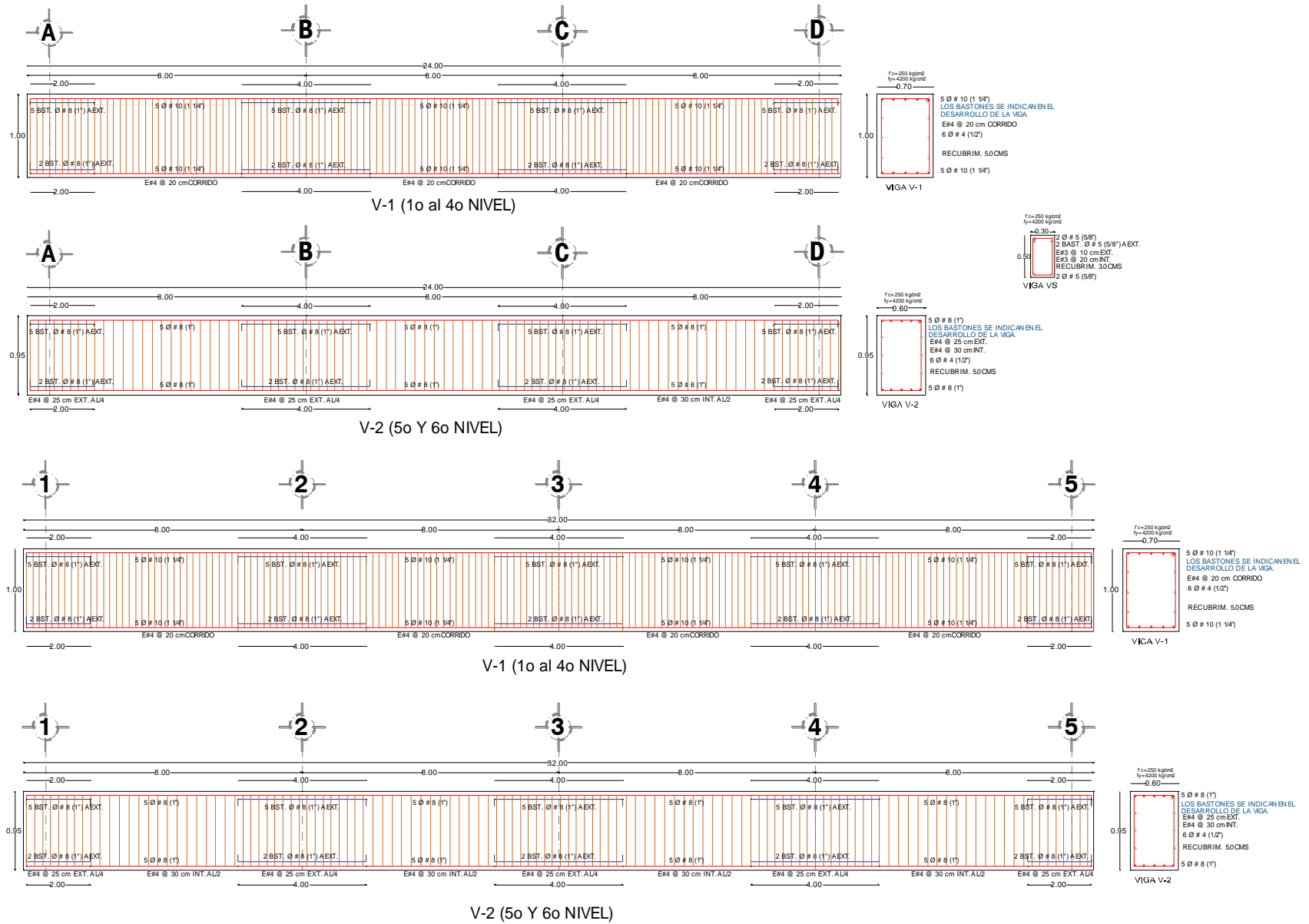


Figura. B.8 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

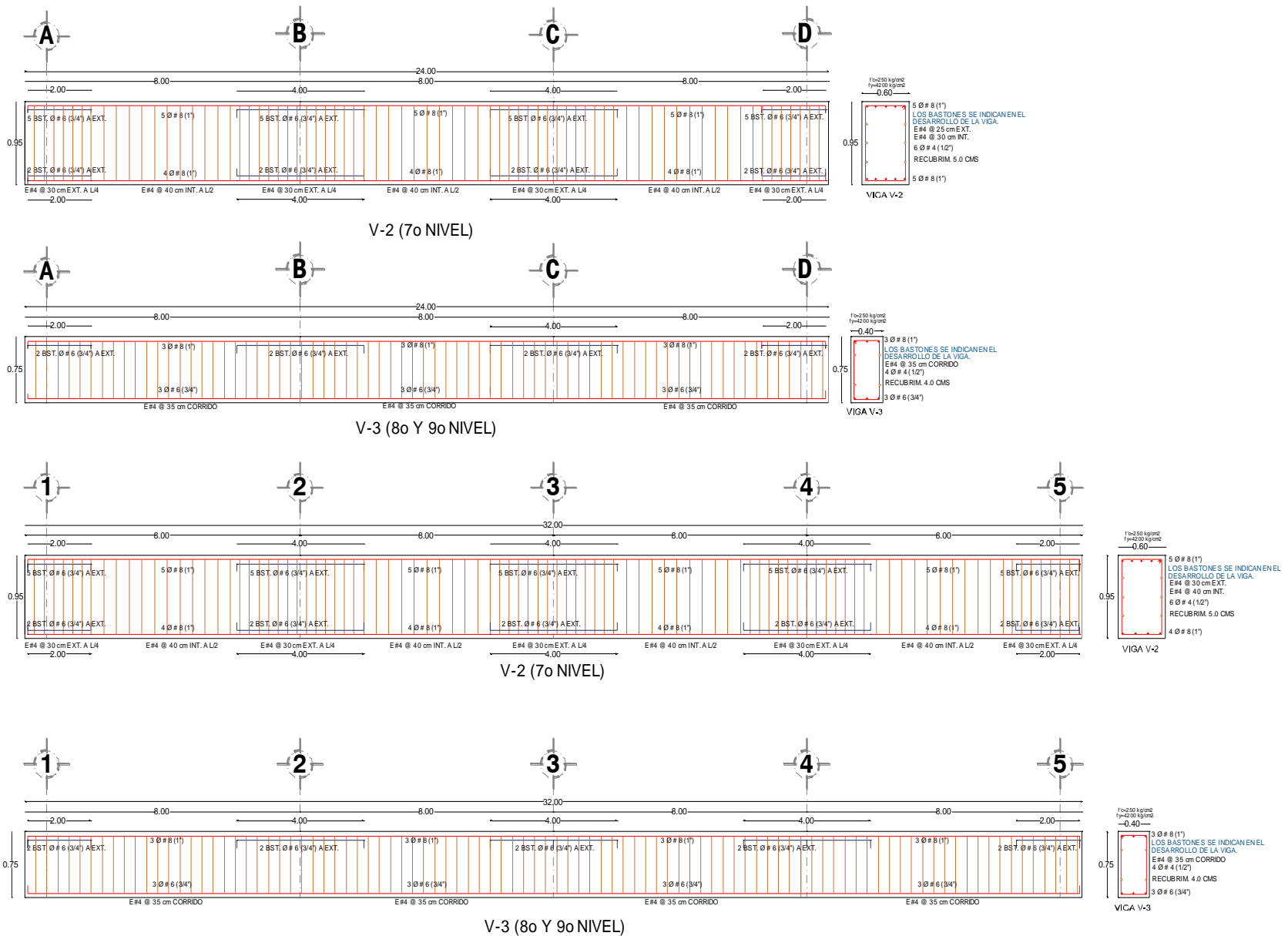


Figura. B.9 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

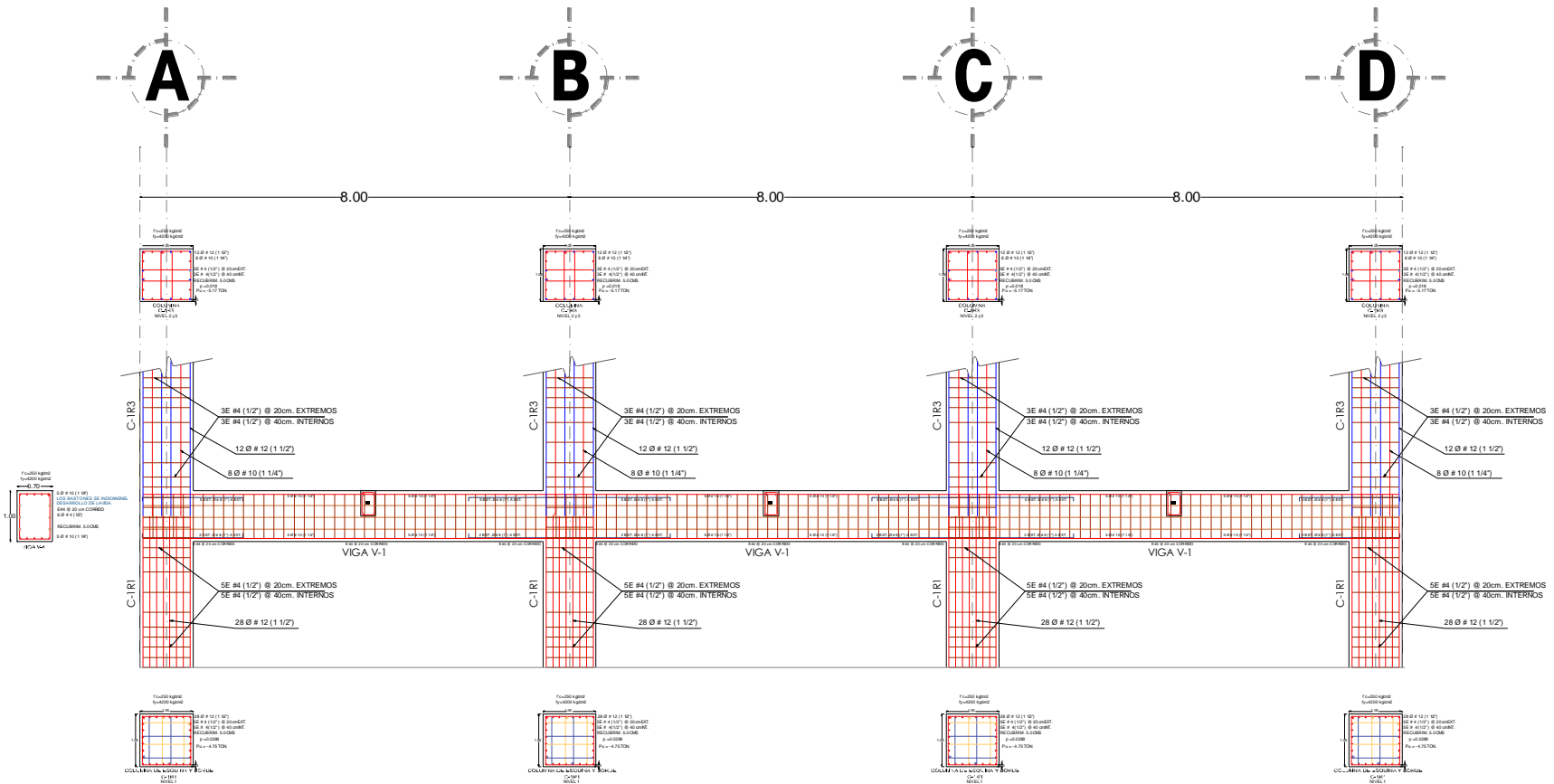
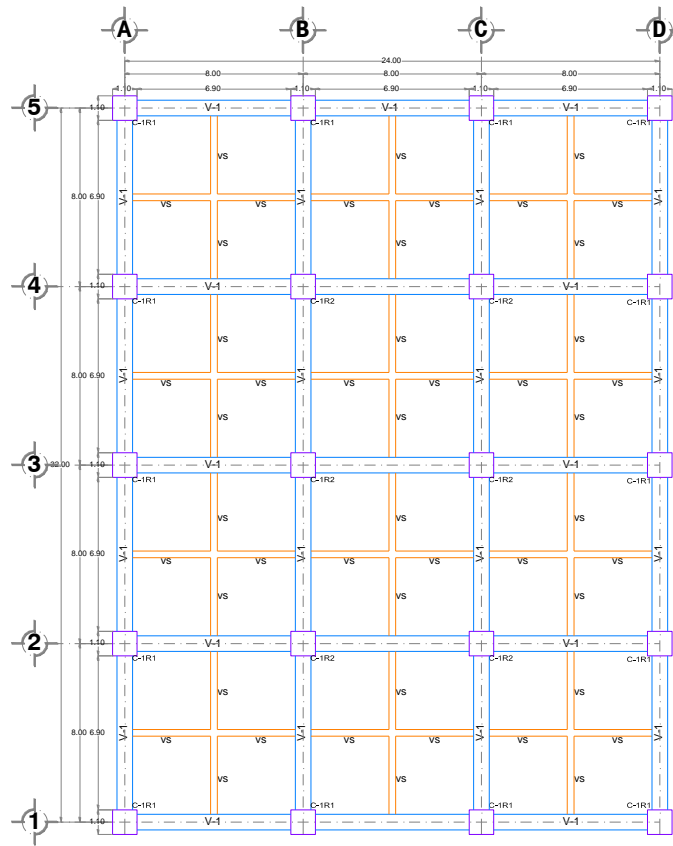
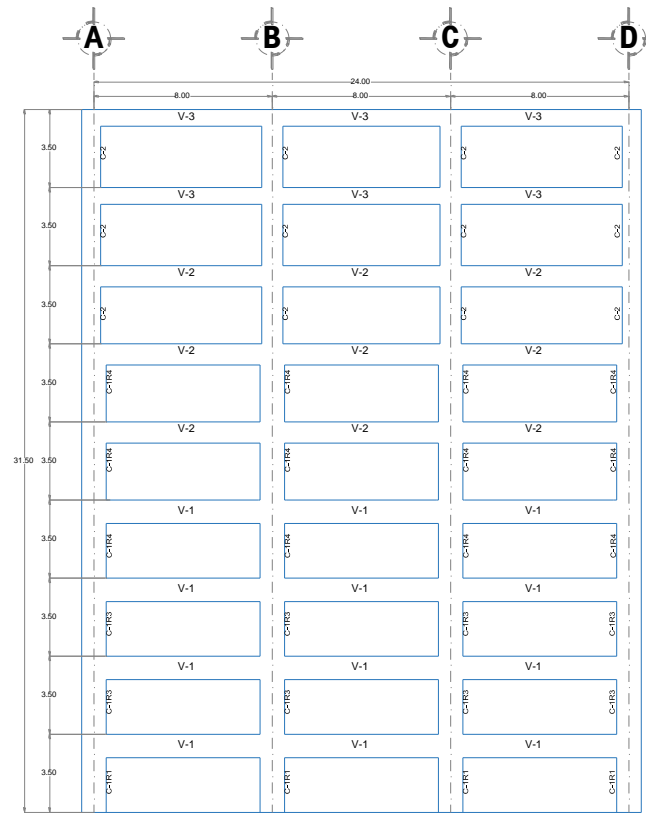


Figura. B.10 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.



PLANTA DE EDIFICIO DE 9 NIVELES



ALZADO DE EDIFICIO DE 9 NIVELES

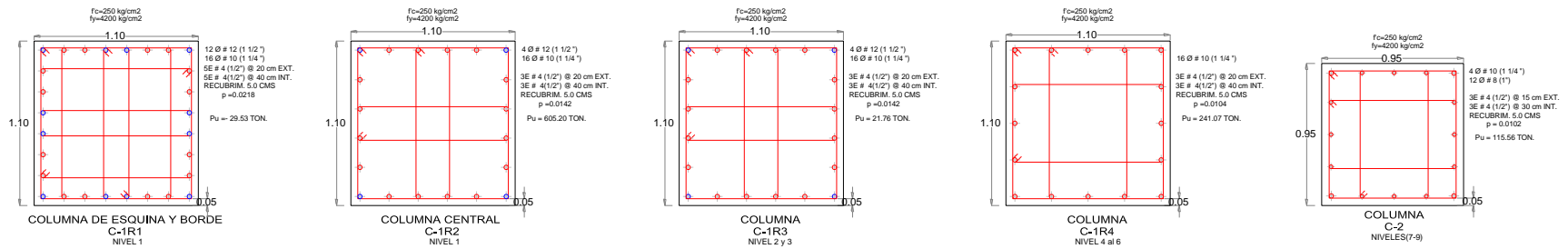


Figura. B.11 Detallado de armado de columnas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.



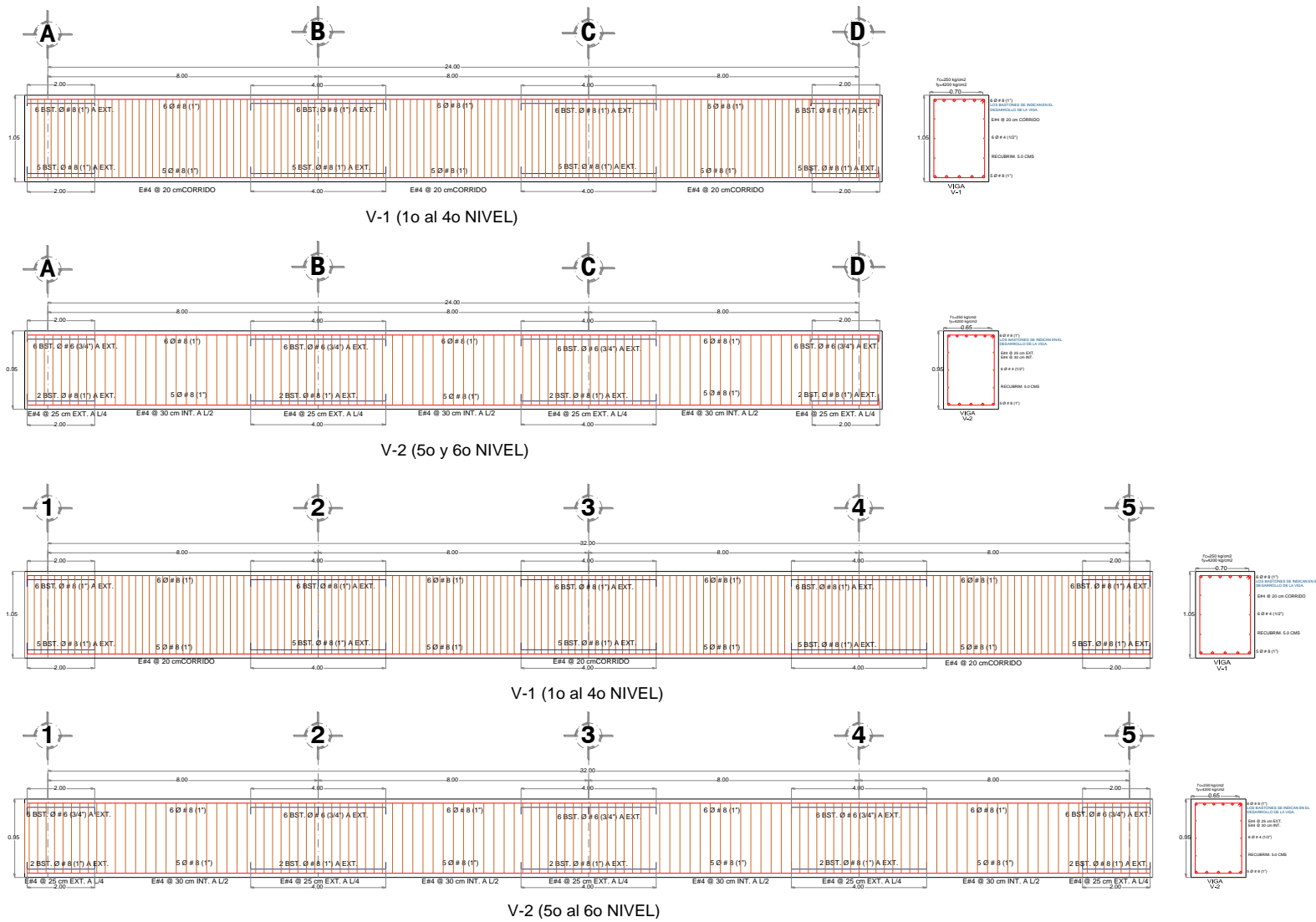


Figura. B.12 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

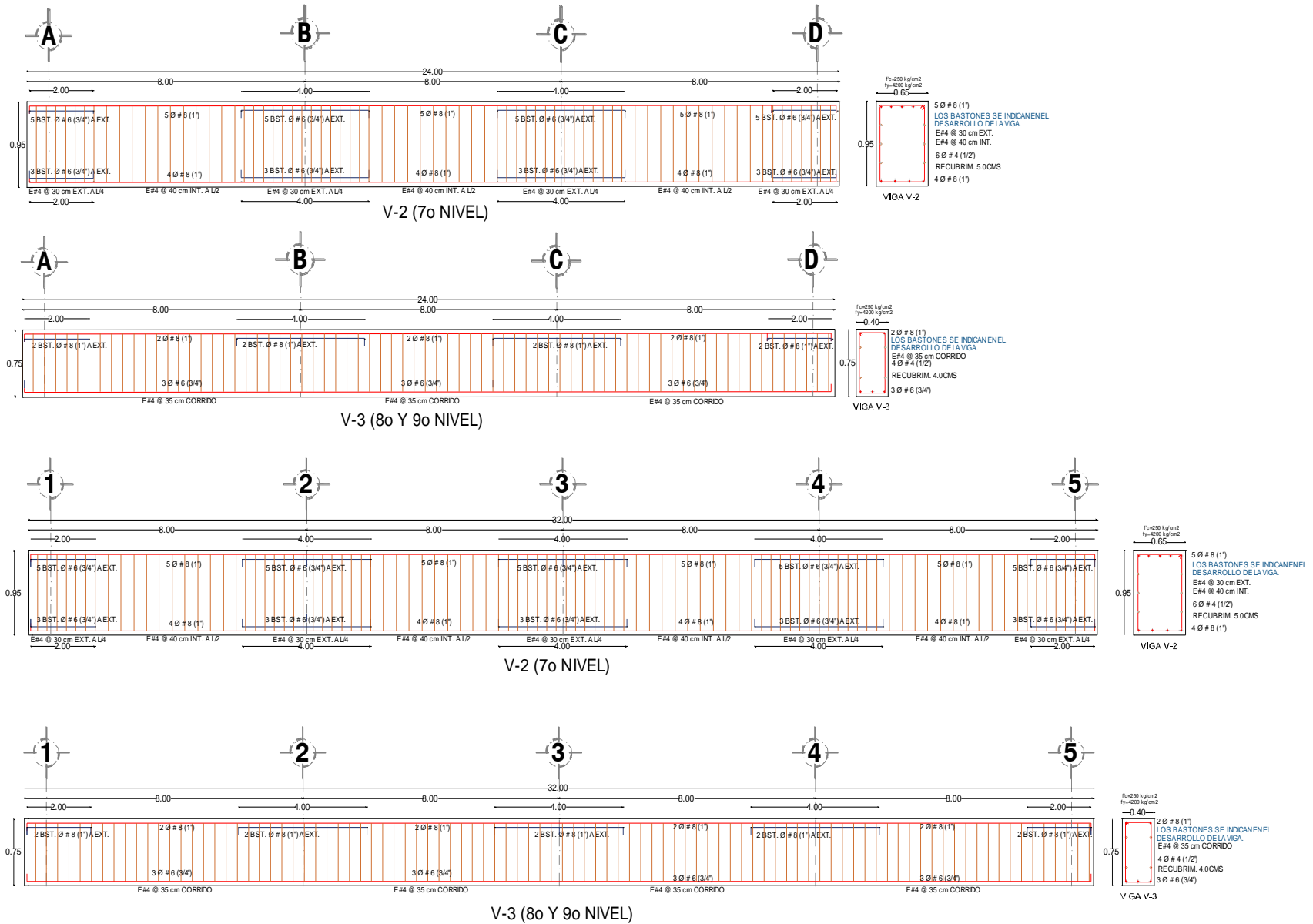


Figura. B.13 Detallado de armado de vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

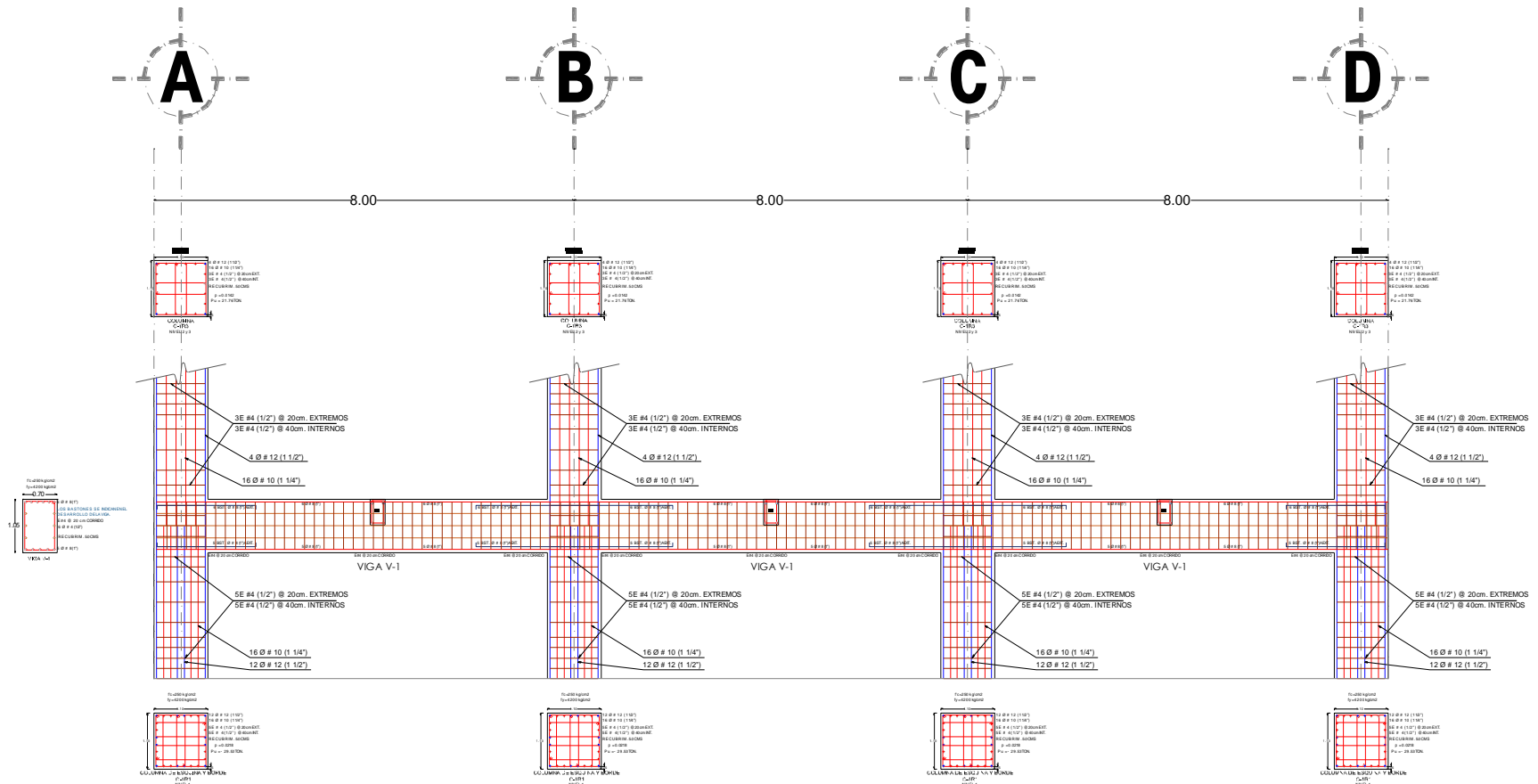


Figura. B.14 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 9 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

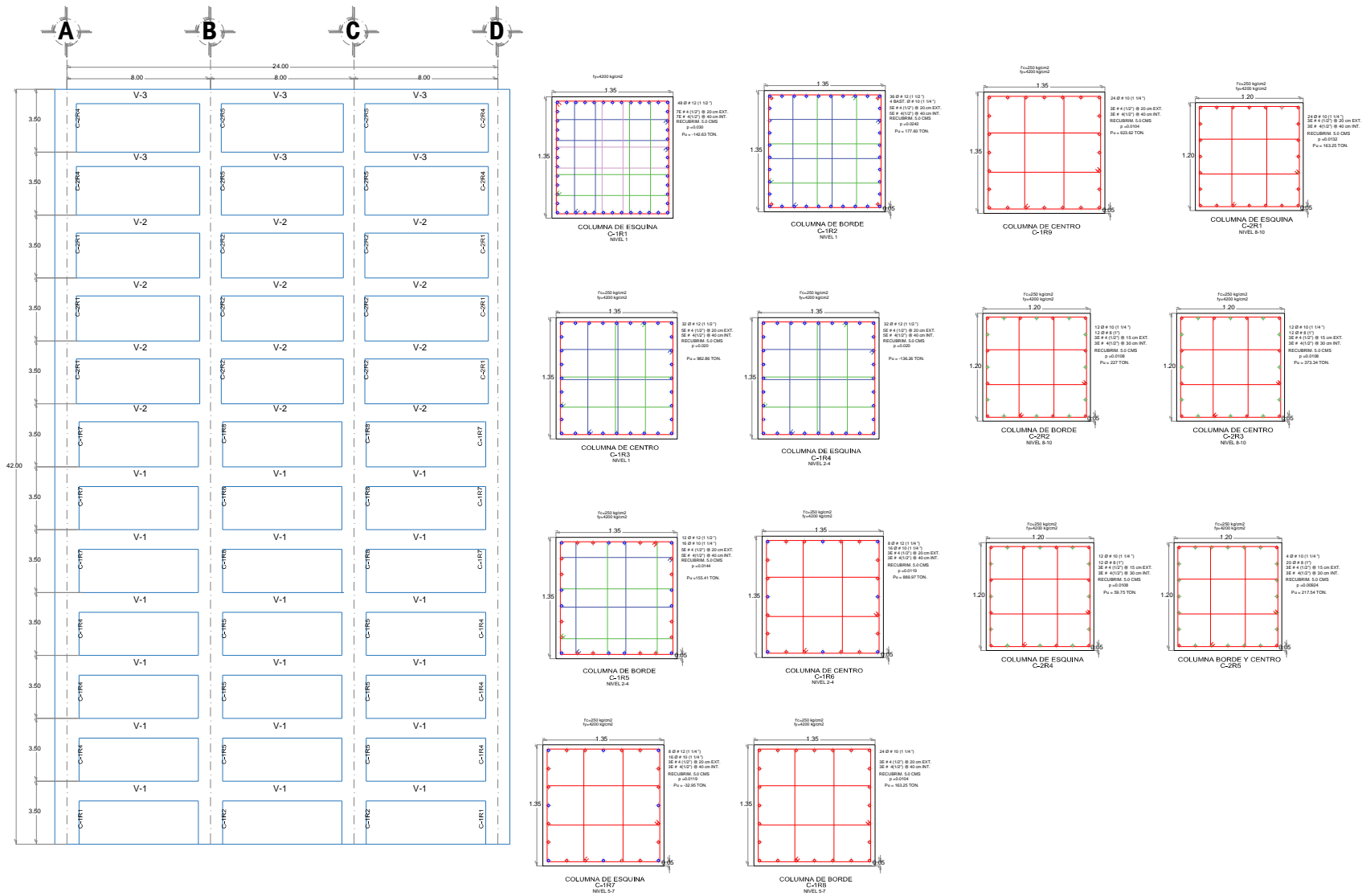


Figura. B.15 Detallado de armado de columnas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

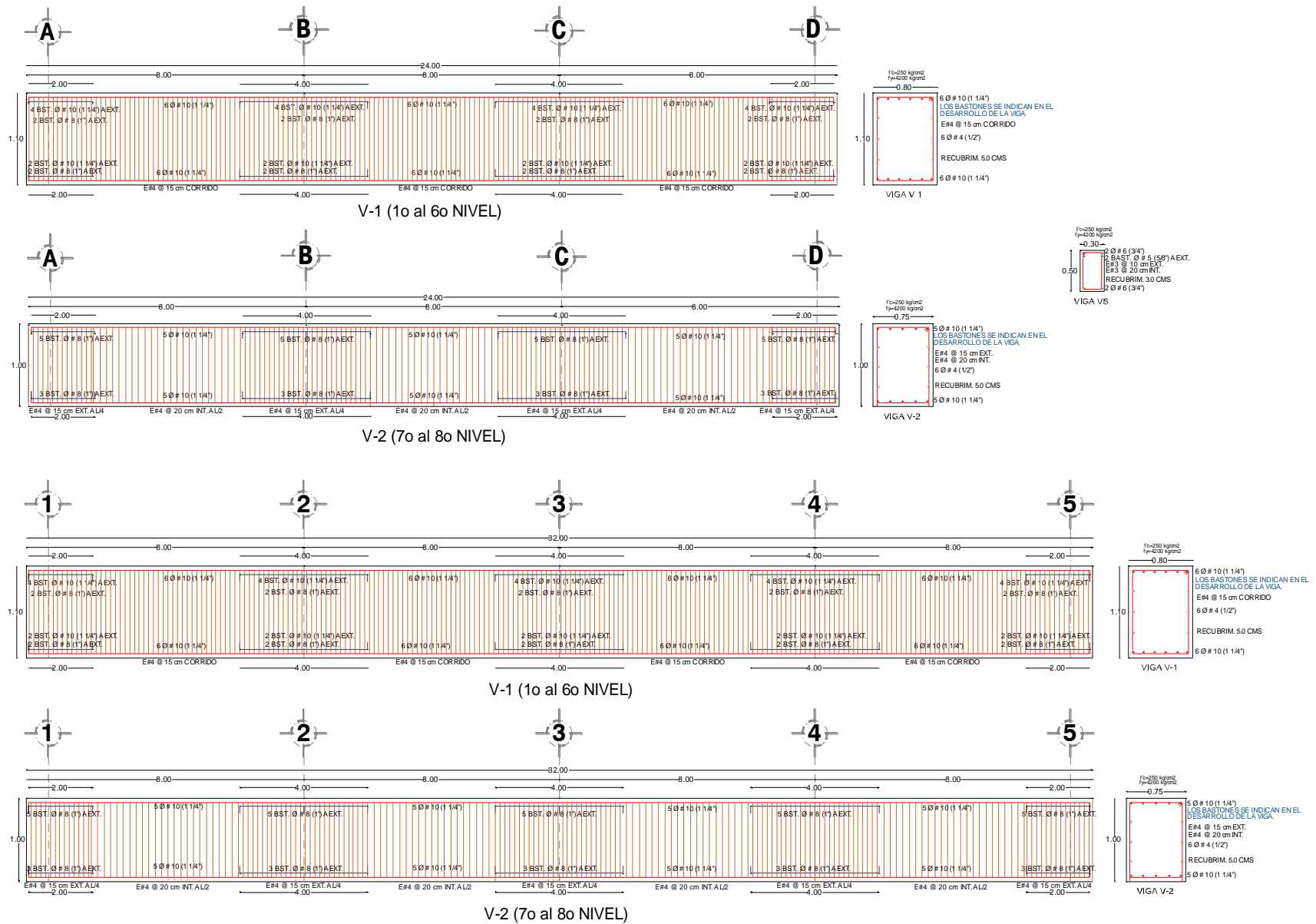


Figura. B.16 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.  
 Universidad Autónoma de Chiapas | Facultad de Ingeniería

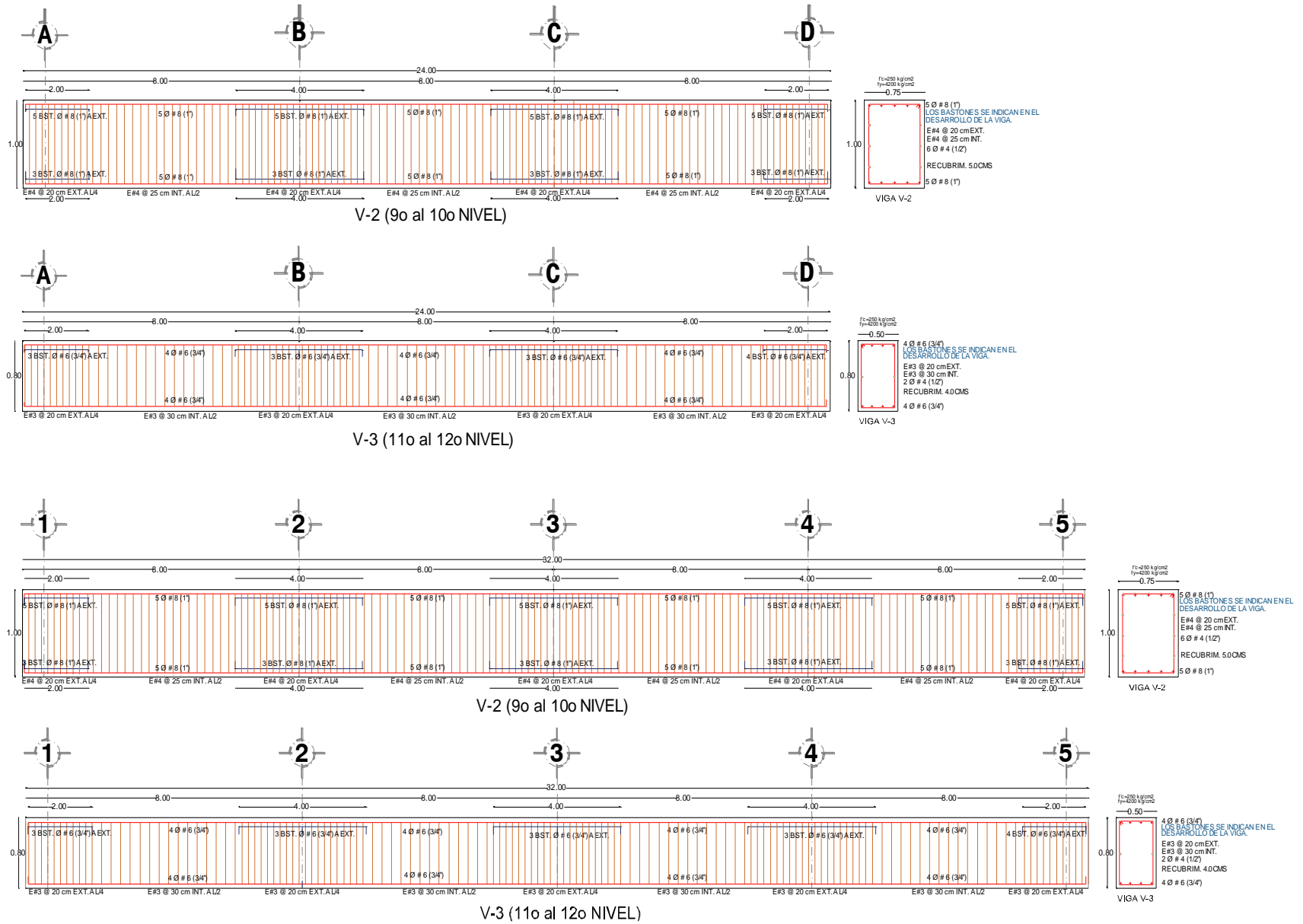


Figura. B.17 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.

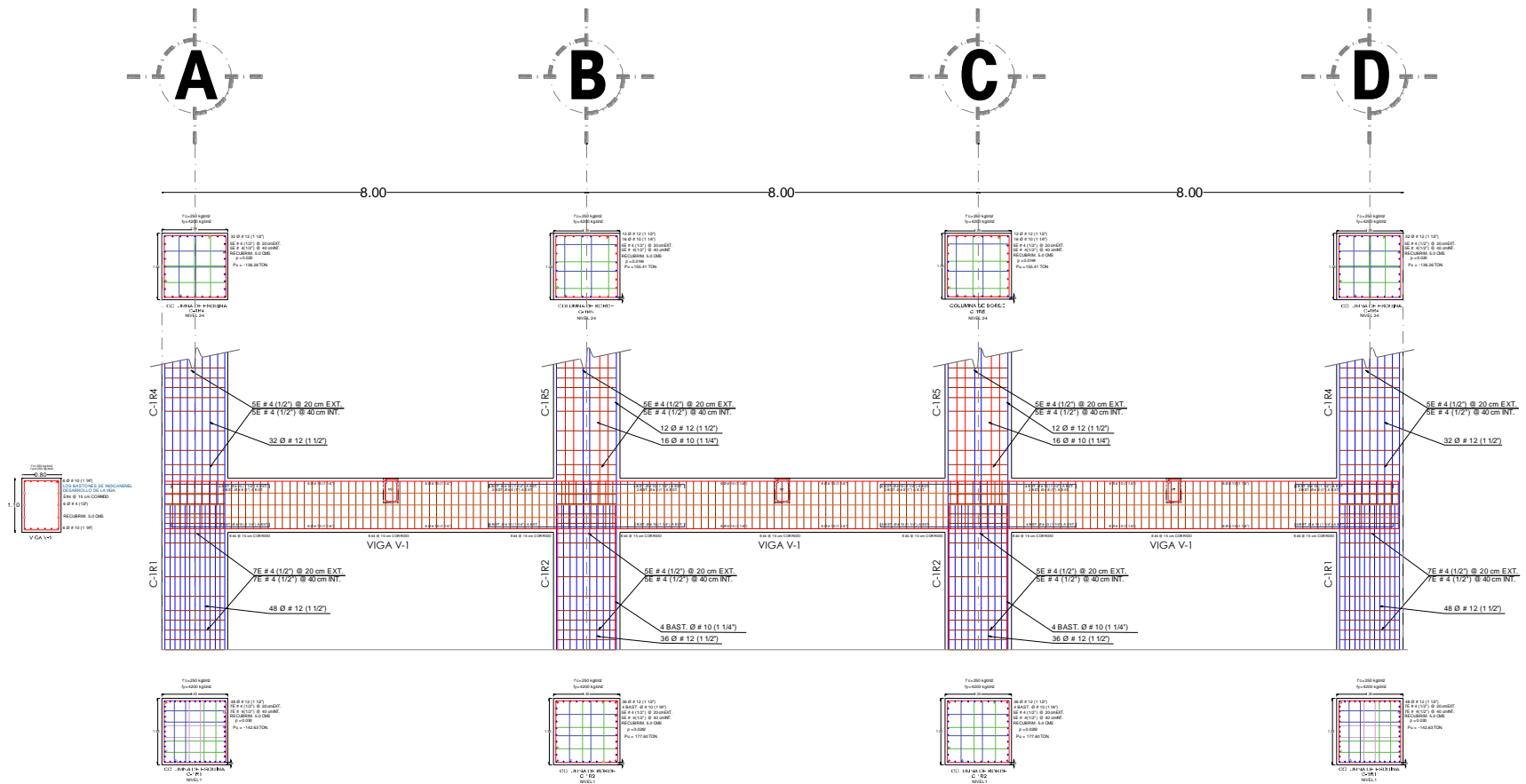


Figura. B.18 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-04.





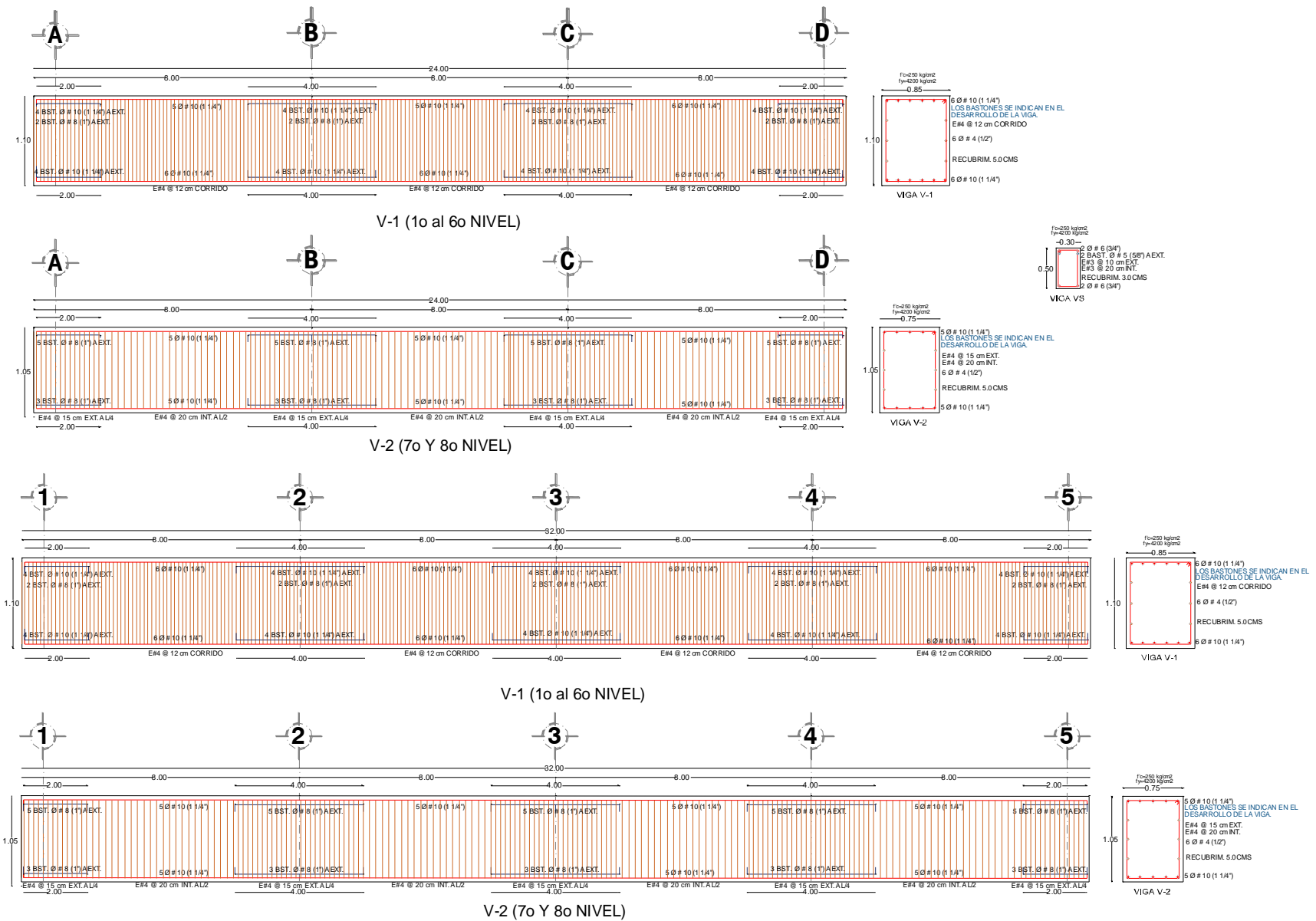


Figura. B.20 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

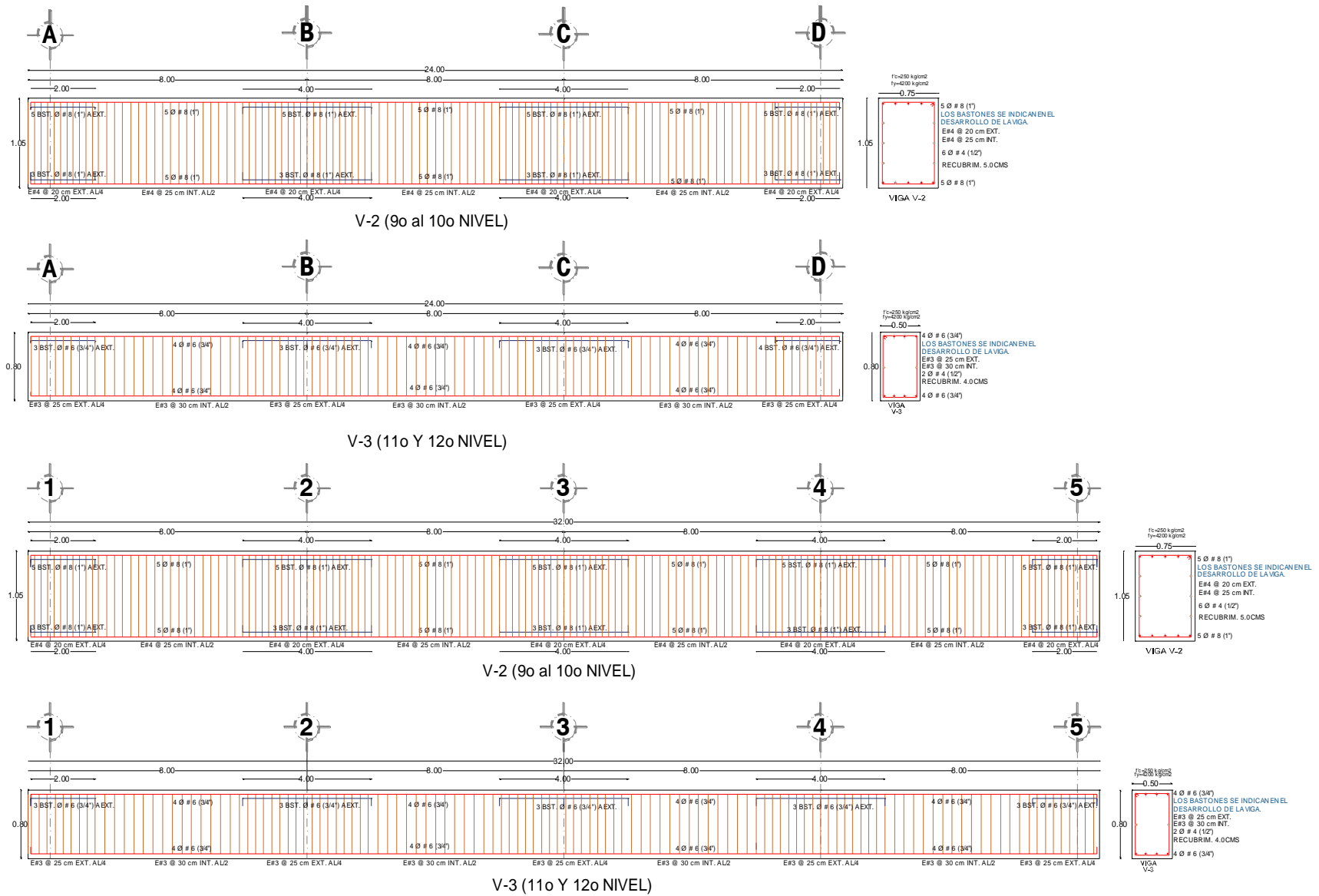


Figura. B.21 Detallado de armado de vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

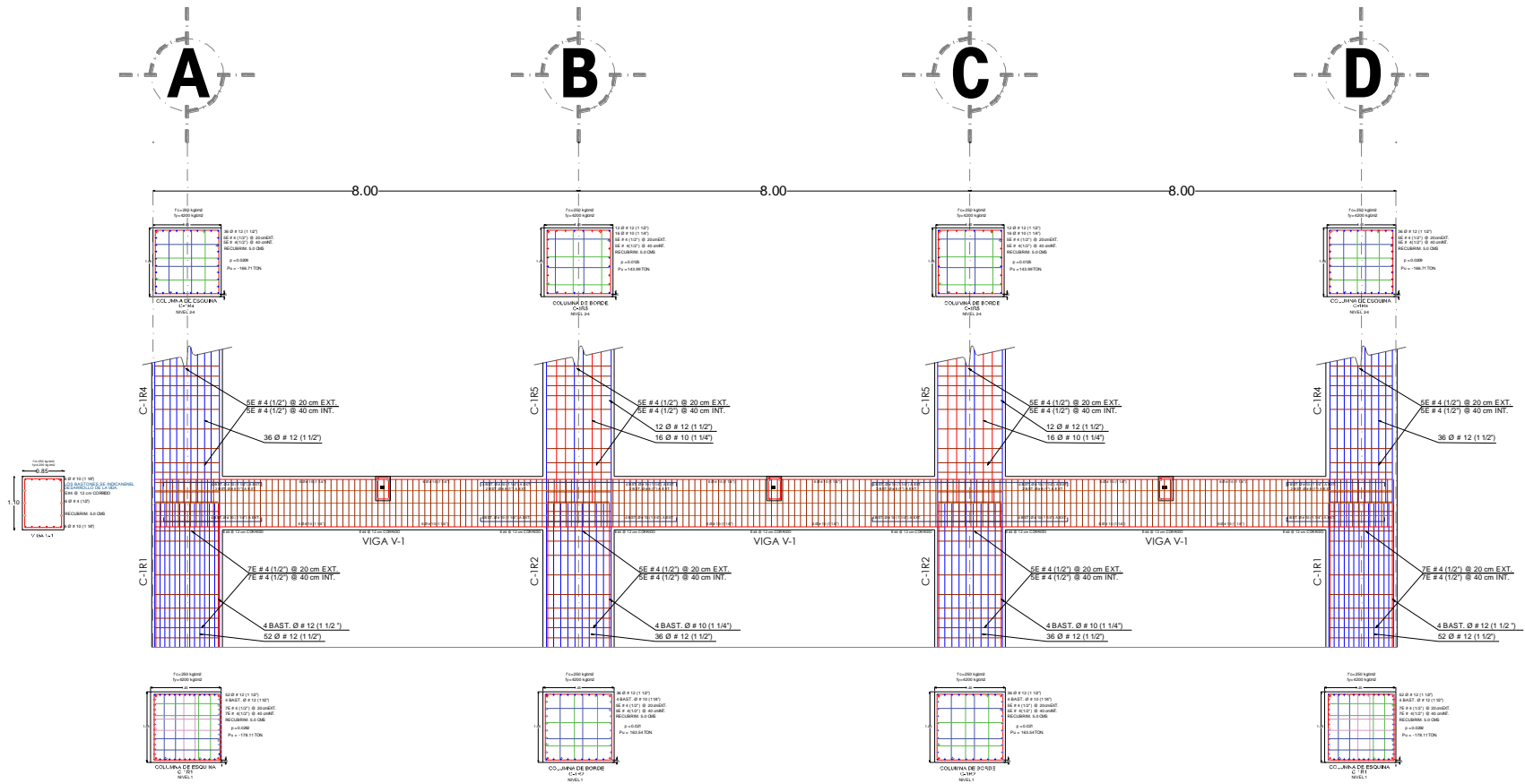


Figura. B.22 Alzado de armado de columnas y vigas de edificio de 12 niveles con base a la hipótesis de las NTCC-17.

